



UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL
FACULTAD REGIONAL RAFAELA
Departamento Ingeniería Civil

ASIGNATURA

PROYECTO FINAL

**MODELO HIDROGEOLÓGICO DEL ACUÍFERO
PAMPEANO EN LA CIUDAD DE RAFAELA,
SANTA FE.**

AUTORAS

MÁRQUEZ, MILAGROS FLORENCIA
TASCÓN, LARA FLORENCIA

DIRECTOR:

DR. ING. JUAN JOSÉ NITTMANN

CODIRECTORA:

DRA. ING. GRACIELA VIVIANA ZUCARELLI

RAFAELA (SF), octubre de 2021

**MODELO HIDROGEOLÓGICO DEL
ACUÍFERO PAMPEANO EN LA CIUDAD
DE RAFAELA, SANTA FE.**

PROYECTO FINAL ELABORADO POR
MÁRQUEZ, MILAGROS FLORENCIA
TASCÓN, LARA FLORENCIA

BAJO LA DIRECCIÓN DE
DR. ING. **JUAN JOSÉ NITTMANN**
DRA. ING. **GRACIELA VIVIANA ZUCARELLI**

**“Allí, y para siempre,
aprendimos que ciertos
fuegos no se encienden
frotando dos palitos, ni se
apagan con solo soplar.”**

(C.A.S. 1991)

AGRADECIMIENTOS

En primer lugar, agradecemos a la Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Rafaela por brindarnos la oportunidad de poder realizar una carrera de grado de manera gratuita.

A todo el personal docente y no docente que nos ha transmitido sus conocimientos y experiencias para formarnos como profesionales a lo largo de estos años, en especial a nuestro Director de Proyecto, Dr. Ing. Juan J. Nittmann y nuestra Co-Directora de Proyecto, Dra. Ing. Graciela V. Zucarelli, por su dedicación, calidad humana y profesional.

A todas las personas que formaron parte de esta etapa, especialmente a nuestras familias y amigos, por su apoyo incondicional. A todos ellos, muchas gracias.

Milagros Márquez y Lara Tascón.

RESUMEN

En este Proyecto final se desarrolló un modelo conceptual monocapa bajo dos escalas de análisis, Rectángulo Catastral y Plaza Honda. Para validar esta información recopilada, se implementó un modelo hidrogeológico en régimen permanente utilizando la interfaz VISUAL MODFLOW mediante el código numérico MODFLOW. Como resultado, se obtuvo una calibración satisfactoria y un balance de masa coherente con los parámetros de entrada. Luego, dicho modelo fue utilizado como base para el estudio del drenaje existente en la Plaza Honda ubicada en la ciudad de Rafaela.

El trabajo fue estructurado en cuatro capítulos. El capítulo uno, plantea los objetivos del trabajo y expone los conceptos básicos para comprender el modelo hidrogeológico y su aplicación en la ingeniería civil. El capítulo dos, expone la metodología de trabajo en el cual se describió el área de estudio, se elaboró el modelo conceptual interpretando la hidrodinámica del acuífero Pampeano y se ejecutó el modelo numérico. Además, se aplicó el sistema de drenaje horizontal existente en la Plaza Honda para estudiar su funcionamiento. En el capítulo tres, se exhibieron los resultados correspondientes a la modelación y al comportamiento del drenaje en estudio. El capítulo cuatro incluye conclusiones y propuestas sobre futuras líneas de investigación.

PALABRAS CLAVES: Agua subterránea, Acuífero Pampeano, modelo hidrogeológico, modelo conceptual, modelo numérico.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1	1
1.1 PROBLEMÁTICA	3
1.2 OBJETIVOS	5
1.2.1 OBJETIVO GENERAL	5
1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	5
1.3 INTRODUCCIÓN	6
1.3.1 HIDROGEOLOGÍA Y AGUAS SUBTERRÁNEAS	6
1.3.1.1 Ciclo hidrológico	6
1.3.1.2 Agua subterránea	7
1.3.1.3 Acuíferos	9
1.3.1.4 Nivel freático	16
1.3.1.5 Acuíferos en Argentina	16
1.3.2 EL AGUA SUBTERRÁNEA EN LA CONSTRUCCIÓN	18
1.3.2.1 Generalidades	18
1.3.2.2 Drenaje en la construcción	19
1.3.3 MODELO HIDROGEOLÓGICO	21
1.3.4 MODELO CONCEPTUAL	22
1.3.4.1 Desarrollo del modelo conceptual	23
1.3.4.1.1 Medio físico	24
1.3.4.1.2 Hidrología e hidráulica	25
1.3.4.2 Resultados esperados del modelo conceptual	26
1.3.5 MODELO MATEMÁTICO Y NUMÉRICO DE AGUA SUBTERRÁNEA	26
1.3.5.1 Construcción del modelo matemático	27
1.3.5.1.1 Selección del código numérico	27
1.3.5.1.2 Dominio y discretización del modelo	27
1.3.5.1.3 Tipificación de modelo en función a la dinámica temporal e intervalo de tiempo utilizado	29
1.3.5.1.4 Condiciones iniciales y de borde	30
1.3.5.1.5 Parámetros hidráulicos	30
1.3.5.1.6 Asignación de flujo, recargas y extracciones	31
1.3.5.1.7 Observaciones para ajustar el modelo matemático	31
1.3.5.1.8 Simulación de escenarios	32
1.3.5.1.9 Calibración y análisis de sensibilidad	32
CAPÍTULO 2	33
2.1 METODOLOGÍA	35

2.1.1	Elaboración del modelo conceptual	35
2.1.2	Simulación del flujo de agua subterránea	36
2.2	ÁREA DE ESTUDIO	38
2.3	MODELO CONCEPTUAL	40
2.3.1	Climatología	40
2.3.2	Geología.....	41
2.3.3	Hidrología	45
2.3.3.1	Hidrología urbana: concepto del ciclo hidrológico urbano.....	45
2.3.3.2	Hidrología urbana en la ciudad de Rafaela.....	47
2.3.3.3	Balace hídrico de la ciudad de Rafaela	51
2.3.4	Hidrogeología	54
2.3.4.1	Antecedentes de ascenso de niveles freáticos en la ciudad de Rafaela	55
2.3.4.2	Abastecimiento de agua potable en la ciudad de Rafaela	58
2.3.4.3	Dinámica del nivel freático: zonas de recarga, descarga y sentido de escurrimiento	59
2.3.4.4	Niveles freáticos en la ciudad de Rafaela.....	60
2.3.4.5	Resumen de parámetros característicos del modelo conceptual hidrogeológico	66
2.4	MODELO NUMÉRICO	71
2.4.1	Inicio del <i>software</i> Visual MODFLOW.....	72
2.4.2	Diseño y entrada del modelo	72
2.4.3	Propiedades del modelo de entrada y condiciones de contorno	75
2.4.3.1	Simulación de pozos de bombeo y de pozos de observación.....	76
2.4.3.2	Condiciones de contorno.....	80
2.4.4	Análisis de sensibilidad, calibración y resultados.....	84
2.4.4.3	Análisis de sensibilidad de la conductividad hidráulica.....	85
2.4.4.4	Análisis de sensibilidad respecto a la variación de la recarga	90
2.5	ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE HORIZONTAL EXISTENTE EN LA PLAZA HONDA DE LA CIUDAD DE RAFAELA	93
2.5.1	Aplicación del modelo numérico en la Plaza Honda	99
2.5.1.1	Análisis del Modelo A	101
2.5.1.2	Análisis del modelo B.....	111
2.5.1.3	Análisis del funcionamiento de los drenes aplicando una tormenta de diseño	120
CAPÍTULO 3	127
3.1	Resultados de la modelación hidrogeológica en Rectángulo Catastral	129
3.2	Resultados de la aplicación de un sistema de drenaje existente en modelo hidrogeológico.....	132
3.2.1	Resultados de aplicación de la tormenta de diseño en modelo numérico.....	134

CAPÍTULO 4.....	137
4.1 Conclusiones.....	139
4.2 Futuras líneas de investigación	140
REFERENCIAS	141
ANEXO	145

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1: Valores estimados de porosidad (%). Adaptada de Sanders (1998).....	12
Tabla 2. Valores de transmisividad. Adaptada de Iglesias (2002).	15
Tabla 3. Coeficientes de almacenamiento para terrenos y acuíferos. Adaptada de Iglesias (2002).	16
Tabla 4. Identificación de lagunas de retardo en la ciudad de Rafaela	50
Tabla 5. Valores de K según distintos estudios y autores. Adaptado de Boidi (2003).....	59
Tabla 6. Valores característicos al flujo subterráneo adoptados en el presente trabajo.....	60
Tabla 7. Resumen de valores de flujos de entrada al sistema.....	67
Tabla 8. Resumen de valores de flujos de salida del sistema	67
Tabla 9. Flujo lateral de entrada Noroeste calculado con la ecuación de Darcy.	69
Tabla 10. Flujo lateral de entrada Suroeste calculado con la ecuación de Darcy.	69
Tabla 11. Flujo de entrada vertical por recarga	70
Tabla 12. Flujo lateral de salida Noreste calculado con la ecuación de Darcy.....	70
Tabla 13. Flujo lateral de salida Sureste calculado con la ecuación Darcy.....	70
Tabla 14. Flujo de salida por bombeo de Aguas Santafesinas S.A. (A.S.S.A.).....	71
Tabla 15. Flujo de salida por bombeo de la empresa SODECAR (Industria Frigorífica)	71
Tabla 16. Valores de parámetros utilizados al comenzar el modelo hidrogeológico	73
Tabla 17. Localización de pozos de observación y profundidades de niveles freáticos. Coordenadas Gauss-Krüger faja 5.....	79
Tabla 18. Valores de K utilizados en análisis de sensibilidad	85
Tabla 19. Valores de cotas en pozos de observación: medidas, calculadas y diferencia	87
Tabla 20. Valores de cotas en pozos de observación: medidas, calculadas y diferencia	89
Tabla 21. Valores de recarga utilizados para análisis de sensibilidad	90
Tabla 22. Valores de cotas en pozos de observación: medidas, calculadas y diferencia	92
Tabla 23. Dosaje en % de los materiales que componen el filtro del sistema de drenaje en la Plaza Honda	95
Tabla 24. Balance de masas (Modelos A con bomba)	107
Tabla 25. Balance de masas (Modelos A sin bomba).....	111
Tabla 26. Balance de masas (Modelos B con bomba).	116
Tabla 27. Balance de masas (Modelos B sin bomba).....	120
Tabla 28. Balance de masas correspondiente al modelo con la aplicación de una tormenta de diseño	126
Tabla 29 Modelo conceptual - Flujos de entrada.....	129
Tabla 30 Modelo conceptual - Flujos de salida.....	129

Tabla 31 Modelo numérico - Flujos de entrada	130
Tabla 32 Modelo numérico - Flujos de salida	130

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Ciclo hidrológico (Musy, 2001)	7
Figura 2. Dinámica del agua en la zona no saturada. (Peralta y Lopez Sardi, 2012).....	8
Figura 3. El agua subterránea como parte del ciclo hidrológico. (Ordoñez Gálvez, 2011).....	8
Figura 4. Clasificación de acuíferos según el comportamiento hidrodinámico. (Sistema Integrado de Información del Agua [SIA], 2016).....	10
Figura 5. Clasificación de acuíferos según el comportamiento hidráulico grado de confinamiento (CENTER, 2009).....	10
Figura 6. Representación de suelo con baja porosidad y alta porosidad (Peralta y Lopez, 2012).	11
Figura 7. Valores de permeabilidad de diferentes estratos litológicos (Custodio y Llamas, 1983).	14
Figura 8. El agua en el mundo. Adaptado del Centro Virtual de Información de Agua (2017).	17
Figura 9. Desarrollo de modelos de agua subterráneas	22
Figura 10. Modelo conceptual y estudios complementarios.	22
Figura 11. Dinámica del modelo hidrogeológico.....	24
Figura 12. Esquema metodológico del proceso de modelación (Zheng y Bennett, 1995)....	37
Figura 13. Logos de software utilizados: Visual Modflow, Global Mapper y Surfer	38
Figura 14. . Localización del área de estudio. Mapa referente a la ubicación del departamento Castellanos en la provincia de Santa Fe.	39
Figura 15. Mapa referente a la ubicación de la ciudad de Rafaela dentro del Rectángulo Catastral.	39
Figura 16. Plano ciudad de Rafaela y localización de la Plaza Honda.	40
Figura 17. Ubicación de las regiones del Espinal y sus distritos: 1) Distrito del Ñandubay 2) Distrito del Algarrobo 3) Distrito del Caldén. Fuente: Secretaría de Ambiente y Desarrollo Sustentable de la Nación, basado en Cabrera (1976).....	41
Figura 18. Llanura Chaco Pampeana en la República Argentina. (Chebli et al., 1979).....	42
Figura 19. Parte del perfil geológico transversal donde se visualiza la ciudad de Rafaela. Extraído de la Hoja Geológica 3160-III, Santa Fe. (SEGEMAR, 2005).....	44
Figura 20. Componentes hídricos principales del ciclo hidrológico urbano y sus interrelaciones. Adaptado de Campos Aranda (2010).....	46
Figura 21. Canales principales de la ciudad de Rafaela.....	48
Figura 22. Áreas de aporte Canal Norte Rafaela. Plano en Anexo I. (Ministerio de Infraestructura y Transporte, 2016)	48

Figura 23. Canales a cielo abierto en la ciudad de Rafaela.....	49
Figura 24. Entubados en la ciudad de Rafaela.....	49
Figura 25. Lagunas de retardo en la ciudad de Rafaela.	50
Figura 26. Hidrología urbana de la ciudad de Rafaela, donde se identifican: canales principales, entubados, canales a cielo abierto y reservorios.	51
Figura 27. Zonificación urbana de barrios afectados. Fundación Centro (2017).....	56
Figura 28. Esquema con ubicación de perforaciones de bombeo de agua en la ciudad de Rafaela.	58
Figura 29. Líneas del nivel estático medidas por EyP del año 1991 y localización de nuevos puntos de referencia dentro del Rectángulo Catastral Rafaela.....	61
Figura 30. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 1991. Software: Surfer.	61
Figura 31. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de Rafaela, año 1991. Software: Surfer.....	62
Figura 32. Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 1991. Software: Surfer.	62
Figura 33. Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de la ciudad de Rafaela, año 1991. Software: Surfer.	63
Figura 34. Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 2019. Software: Surfer.	64
Figura 35. Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de la ciudad de Rafaela, año 2019. Software: Surfer.	64
Figura 36. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 2019. Software: Surfer.	65
Figura 37. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de Rafaela, año 2019. Software: Surfer.....	65
Figura 38. Mapa isolíneas 1991 (izquierda) y 2019 (derecha) de la ciudad de Rafaela.....	66
Figura 39. Esquema de la unidad de control que representa los flujos de entrada y salida del sistema hidrogeológico en el Rectángulo Catastral de la ciudad de Rafaela.....	68
Figura 40. Ingreso de propiedades generales del modelo.....	72
Figura 41. Parámetros iniciales que caracterizan al modelo.....	73
Figura 42. Opciones de dimensionamiento de malla.....	74
Figura 43. Mallado 30x30.....	74
Figura 44. Rectángulo Catastral insertado en el modelo.....	75
Figura 45. Nuevo pozo de bombeo.....	76
Figura 46. Caracterización de un pozo de bombeo.....	77
Figura 47. Ubicación de los pozos de observación dentro del Rectángulo Catastral.....	78

Figura 48. Caracterización de un pozo de observación.....	80
Figura 49. Caracterización de los canales.....	81
Figura 50. Representación gráfica de las condiciones de contorno. Azul: canales; Rojo: isolíneas.....	82
Figura 51. Caracterización Isolínea 100 m.s.n.m.	82
Figura 52. Caracterización Isolínea 97 m.s.n.m.	83
Figura 53. Caracterización Isolínea 85 m.s.n.m.	83
Figura 54. Ejecución del modelo	84
Figura 55. Mapa de Isolíneas con K: 4,48 m/d y recarga: 58,8 mm.....	86
Figura 56. Gráfico de dispersión con K: 4,48 m/d y recarga: 58,8 mm	87
Figura 57. Mapa de Isolíneas con K: 5,11 m/d y recarga: 58,8 mm.....	88
Figura 58. Gráfico de dispersión con K: 5,11 m/d y recarga: 58,8 mm	89
Figura 59. Mapa de Isolíneas con K: 4,48 m/d y recarga: 55,80 mm.....	91
Figura 60. Gráfico de dispersión con K: 4,48 m/d y recarga: 55,8 mm	92
Figura 61. Plaza Honda - Imagen satelital georeferenciada en el software SURFER.....	93
Figura 62. Ubicación aproximada del sistema de drenaje en la Plaza Honda	94
Figura 63. Croquis del sistema de drenaje en la Plaza Honda	94
Figura 64. Dibujo en planta del funcionamiento del sistema de drenaje en la Plaza Honda. Recorte del plano que se encuentra en el anexo V.	96
Figura 65. Corte A-A	97
Figura 66. Representación esquemática de la cisterna.	97
Figura 67. Unidad de control Año Hidrológico 1990-1991	97
Figura 68. Unidad de control del Año Hidrológico 1991-1992.....	98
Figura 69. Unidad de control del Año Hidrológico 2018-2019.....	98
Figura 70. Determinación del nivel freático en la zona de la Plaza Honda	100
Figura 71. Georeferenciación del Modelo A donde se pueden observar el archivo TIFF de la Plaza Honda y el mallado de 100x100	101
Figura 72. Visualización en el VISUAL MODFLOW del Modelo A con sus condiciones de contorno, sistema de drenaje y bomba correspondiente.	102
Figura 73. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia C = 10 m ² /día (Modelo A con bomba) – Isolíneas (95,40 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	103
Figura 74. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia C = 50 m ² /día (Modelo A con bomba) – Isolíneas (94,60 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	104
Figura 75. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia C = 100 m ² /día (Modelo A con bomba) - Isolíneas (94,50 m.s.n.m. – 96,30 m.s.n.m.).....	104
Figura 76. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia C = 500 m ² /día (Modelo A con bomba) - Isolíneas (94,50 m.s.n.m. – 96,30 m.s.n.m.).....	105

Figura 77. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10$ $m^2/día$ (Modelo A con bomba).....	105
Figura 78. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50$ $m^2/día$ (Modelo A con bomba).....	106
Figura 79. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100$ $m^2/día$ (Modelo A con bomba).....	106
Figura 80. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500$ $m^2/día$ (Modelo A con bomba).....	106
Figura 81. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 10$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba) - Isolíneas (95,7 m.s.n.m. – 96,4 m.s.n.m.).....	108
Figura 82. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 50$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba) - Isolíneas (95,00 m.s.n.m. – 96,4 m.s.n.m.).....	108
Figura 83. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 100$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba) - Isolíneas (95,00 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	109
Figura 84. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 500$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba) - Isolíneas (91,60 m.s.n.m. – 96,4 m.s.n.m.).....	109
Figura 87. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba).....	110
Figura 86. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba).....	110
Figura 87. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba).....	110
Figura 88. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500$ $m^2/día$ (Modelo A sin bomba).....	110
Figura 89. Georreferenciación del Modelo B donde se pueden observar el archivo TIFF de la Plaza Honda y el mallado de 100x100.....	112
Figura 90. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 10$ $m^2/día$ (Modelo B con bomba) - Isolíneas (95,70 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	113
Figura 91. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 50$ $m^2/día$ (Modelo B con bomba) - Isolíneas (95,20 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	113
Figura 92. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 100$ $m^2/día$ (Modelo B con bomba) - Isolíneas (95,00 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	114
Figura 93. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 500$ $m^2/día$ (Modelo B con bomba) - Isolíneas (94,60 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	114
Figura 94. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10$ $m^2/día$ (Modelo B con bomba).....	115

Figura 95. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50$ m ² /día (Modelo B con bomba)	115
Figura 96. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100$ m ² /día (Modelo B con bomba)	115
Figura 97. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500$ m ² /día (Modelo B con bomba)	115
Figura 98. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 10$ m ² /día (Modelo B sin bomba) - Isolíneas (96,10 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.)	117
Figura 99. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 50$ m ² /día (Modelo B sin bomba) - Isolíneas (95,40 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.)..	117
Figura 100. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 100$ m ² /día (Modelo B sin bomba) - Isolíneas (95,00 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	118
Figura 101. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 500$ m ² /día (Modelo B sin bomba) - Isolíneas (94,80 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).....	118
Figura 102. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10$ m ² /día (Modelo B sin bomba)	119
Figura 103. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50$ m ² /día (Modelo B sin bomba)	119
Figura 104. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100$ m ² /día (Modelo B sin bomba)	119
Figura 105. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500$ m ² /día (Modelo B sin bomba)	119
Figura 106. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (Bertoni, 2006).....	123
Figura 107. Mapa de isolíneas del nivel freático en la zona de la Plaza Honda correspondientes a la aplicación de una tormenta de diseño - Isolíneas (100,80 m.s.n.m. – 101,80 m.s.n.m.)	124
Figura 108. Ampliación del mapa de isolíneas del nivel freático en la zona de la Plaza Honda correspondientes a la aplicación de una tormenta de diseño - Isolíneas (100,80 m.s.n.m. – 101,40 m.s.n.m.)	124
Figura 109. Escala de colores del nivel freático en la zona estudiada.....	125
Figura 110. Diagrama de barras con entradas y salidas de flujo de agua subterránea en la zona de la Plaza Honda correspondientes a la aplicación de una tormenta de diseño.....	125
Figura 111 Unidad de control de modelo conceptual.....	131
Figura 112. Unidad de control de modelo numérico.	131
Figura 113. Unidad de control del modelo local con bombeo	133
Figura 114. Unidad de control modelo local sin bombeo	133
Figura 115. Unidad de control modelo zonal con bombeo.....	134

Figura 116. Unidad de control modeo zonal sin bombeo.....	134
Figura 117. Unidad de control del modelo zonal con aplicación de una tormenta de diseño	135

CAPÍTULO 1

1.1 PROBLEMÁTICA

El agua subterránea es una fuente importante de recursos hídricos presentando diferentes ventajas respecto de las aguas superficiales. De acuerdo a Custodio (1996) las principales ventajas son su disponibilidad, buena calidad química (son menos vulnerables a la contaminación) y su gran volumen. Además, en los acuíferos son menores los efectos de sequía debido a que presentan tiempos de recarga y renovación muy largos, lo que puede utilizarse de manera estratégica en el manejo integrado del recurso hídrico subterráneo (Custodio, 1996). Sin embargo, uno de los principales inconvenientes de las fuentes subterráneas es que, si han sido sobreexplotadas o contaminadas, la solución o reparación pueden ser técnicamente complicada y costosa (Custodio y Llamas, 1983a). De acuerdo a lo mencionado anteriormente, se puede evidenciar la importancia de promover el uso sostenible y equilibrado de este recurso respetando las tasas de recarga y extracción, incluyendo además la protección frente a fuentes de contaminación.

El uso sostenible de las aguas subterráneas puede definirse como aquel nivel de uso que no ocasiona consecuencias inaceptables a largo plazo (Fetter, 2001). Según la Gestión Integrada de Recursos Hídricos [GIRH] (2010), las aguas subterráneas y superficiales están conectadas hidráulicamente (un fenómeno que sucede en una afecta a la otra). Los acuíferos son masas rocosas con capacidad de almacenar agua en sus poros y transmitirla de acuerdo a la dinámica hídrica presente en la zona. La interacción río-acuífero genera que una parte del caudal que transportan los ríos tenga su origen en flujo subterráneo y muchas de las funciones de los ecosistemas acuáticos dependen de esta interacción. Por esto, si se extrae demasiada agua subterránea el acuífero deja de alimentar al río alterando sustancialmente su dinámica y funcionamiento como ecosistema (Custodio y Llamas, 1983b).

La modelación hidrogeológica es una herramienta que permite desarrollar una simulación del comportamiento de las aguas subterráneas asociado a su explotación y manejo sostenible, de acuerdo a los diferentes grados de profundidad y los diversos enfoques planteados en el modelo conceptual (Servicio de Evaluación Ambiental [SEA], 2012).

Si se consideran río y acuífero como elementos pertenecientes al sistema, la interacción entre ambos pone de manifiesto que una buena gestión de las aguas subterráneas, cuantificando y evaluando los principales efectos de una determinada actividad sobre un acuífero, es clave para la sostenibilidad de los ecosistemas acuáticos y que, al mismo tiempo, la modelación es una herramienta central para su ejecución. Existe escasa información sobre aguas subterráneas en relación con lo publicado sobre aguas superficiales, debido principalmente a la dificultad para estudiarlas. Puntualmente no hay disponible en la actualidad información sobre el tema para la

ciudad de Rafaela, lo que constituye un motivo central para abordar su estudio en profundidad utilizando herramientas estratégicas para tal fin.

La zona de estudio de este trabajo comprende diferentes escalas de análisis donde se puede diferenciar una escala local (superficie menor a 5 km²), escala distrital (entre 5 km² y 250 km²) y escala regional (mayor a 250 km²). Este trabajo se desarrolla inicialmente a escala distrital (la ciudad de Rafaela presenta una superficie de 156 km²) en donde se realiza un modelo conceptual y numérico del flujo del agua subterránea de la ciudad. No obstante, posteriormente se estudiará en profundidad la plaza denominada “Honda” que corresponde a una escala de trabajo local según lo definido previamente.

La plaza Honda está ubicada en el barrio General San Martín (Viamonte y Sáenz Díaz) de la ciudad de Rafaela y presenta características adecuadas para el estudio del tema planteado, ya que posee una profundidad de 3 m con respecto al nivel del suelo y es la única que cuenta con un sistema de drenaje horizontal en la ciudad. La construcción de este sitio data de 94 años lo cual la convierte en un sitio ideal para realizar un análisis utilizando nuevas tecnologías, actualizar la información existente y evaluar si el proyecto continúa funcionando de manera adecuada. Para ello se plantea calcular el caudal drenado actualmente y estudiar alternativas de drenajes observando su comportamiento mediante el uso del *software* de modelación hidrogeológica apoyados en *software* de sistema de información geográfica.

1.2 OBJETIVOS

En este Proyecto Final se propone desarrollar un modelo hidrogeológico aplicado a un área de estudio que comprende a la ciudad de Rafaela provincia de Santa Fe. Además, se investigará el sistema de drenaje horizontal existente en un área específica que corresponde a la Plaza Honda logrando plantear nuevas alternativas de sistemas de drenaje a partir de la información obtenida. El proyecto abarcará un modelo conceptual que representa el acuífero y las características del sistema real que se desea estudiar y un modelo matemático desarrollado mediante el código numérico MODFLOW con su interfaz visual (Visual MODFLOW).

1.2.1 OBJETIVO GENERAL

Comprender el sistema hidrogeológico de la ciudad de Rafaela mediante un *software* de simulación numérica hidrogeológica, como soporte para el estudio de drenajes existentes en la Plaza Honda y como punto de partida para diseñar alternativas de drenes que logren la disminución del nivel freático.

1.2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Actualizar la información disponible acerca de la hidrogeología de Rafaela.
- Desarrollar un modelo de flujo conceptual para la ciudad de Rafaela considerando estudios geológicos, hidrológicos, hidrogeológicos e hidrogeoquímicos que se hayan realizado y se encuentren en la literatura.
- Proponer un modelo numérico de flujo del agua subterránea de la ciudad de Rafaela utilizando el código Modflow, recomendado para la modelación de aguas subterráneas.
- Verificar el comportamiento de los drenajes horizontales existentes y de esta manera, proponer alternativas para generar un sistema eficaz y económico de depresión de niveles freáticos.

1.3 INTRODUCCIÓN

1.3.1 HIDROGEOLOGÍA Y AGUAS SUBTERRÁNEAS

Ordoñez Gálvez (2011a) se refiere a la hidrogeología como a la ciencia que estudia de manera integral el agua subterránea, su distribución y la evolución que esta presenta en tiempo y espacio dentro del marco de la geología en la zona donde se realiza el estudio. Esta rama de la hidrología se encarga de analizar el comportamiento del agua en el ambiente geológico basándose de manera interdisciplinaria en las leyes de la hidráulica, física y matemática comprendiendo a las mismas en distintas situaciones. Para entender el funcionamiento de la hidrogeología y del campo de acción de la ciencia que la estudia, es necesaria la existencia de un concepto definido de agua subterránea en conjunto con el de geología tanto superficial como subterránea que tendrá su alcance en relación con el estudio que se realice.

1.3.1.1 Ciclo hidrológico

El ciclo hidrológico (Figura 1) es la circulación continua del agua en sus diferentes estados. En este ciclo las masas de aguas superficiales se evaporan con ayuda de la radiación solar y ascienden formando las nubes, luego esta humedad se condensa y cae en forma de precipitación donde una parte es retenida por la vegetación, otra fluye por la superficie formando la escorrentía y existe una fracción que se infiltra en el suelo (Custodio y Llamas, 1983a).

Un gran porcentaje del agua infiltrada se retiene en la zona radicular de las plantas y parte de ella vuelve a la atmósfera por evapotranspiración, el excedente percola con ayuda de la fuerza de gravedad en la zona inferior de las raíces fluyendo a través de materiales porosos saturados hacia niveles más profundos, finalizando su recorrido en un reservorio de agua subterránea que se denomina acuífero (Ordoñez Gálvez, 2011b).

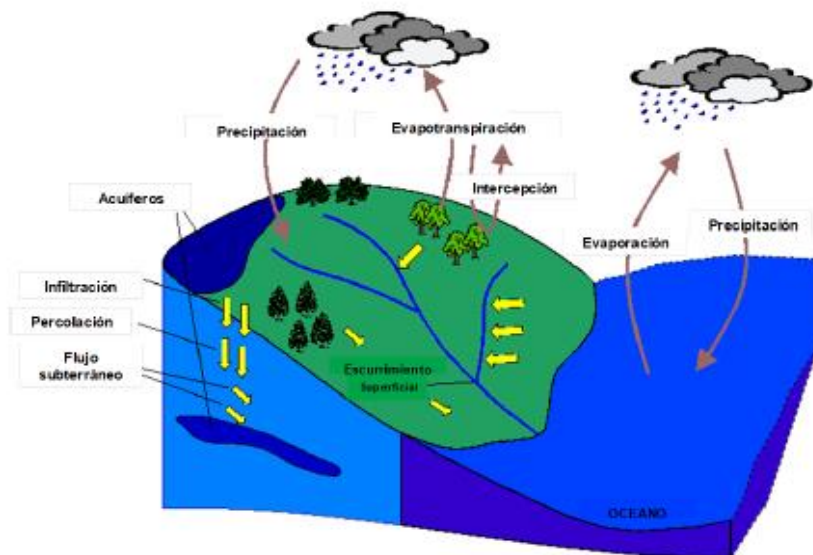


Figura 1. Ciclo hidrológico (Musy, 2001)

1.3.1.2 Agua subterránea

De acuerdo a Custodio y Llamas (1983) el agua subterránea es aquella parte del agua existente bajo la superficie terrestre que puede ser colectada mediante perforaciones, túneles o galerías de drenaje. Esta agua también puede fluir naturalmente debido a la gravedad por los poros del subsuelo hacia niveles más bajos y finalmente, llegan a arroyos, lagos y océanos. Para un análisis en profundidad del flujo del agua subterránea es necesario conocer las características principales de la litósfera definida como la corteza terrestre que comprende a los materiales consolidados como el granito o no consolidados como las arenas y las arcillas. Estos materiales normalmente son porosos y generan una franja o zona de fracturación que permite la saturación parcial o completa de agua en los suelos. La zona donde los poros están parcialmente llenos de agua se denomina zona de aireación o no saturada (Figura 2) ya que además de agua contiene aire y en la misma se pueden identificar tres partes: zona de suelo, zona intermedia y franja capilar (Peralta y López Sardi, 2012).

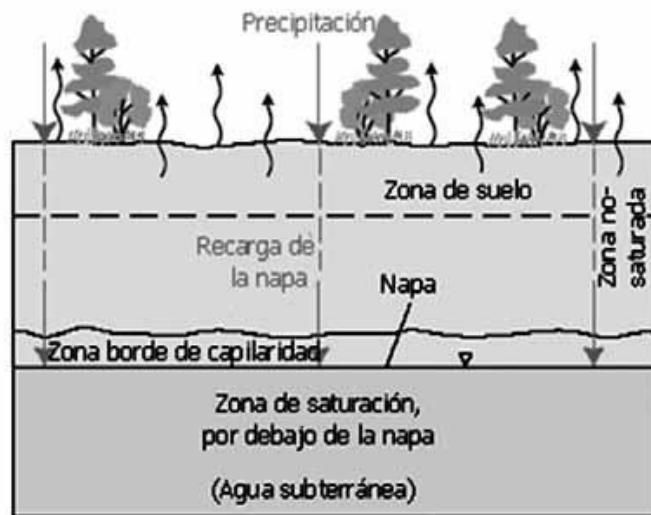


Figura 2. Dinámica del agua en la zona no saturada. (Peralta y Lopez Sardi, 2012).

La zona de suelo identificada en la Figura 2 corresponde a la zona radicular de la vegetación que se suministra de agua necesaria para el crecimiento y su espesor varía de acuerdo con el tipo de raíces y de suelo que se trate. La franja intermedia o de recarga contiene al agua que provee al acuífero. La franja capilar yace inmediatamente debajo de la intermedia y por encima de la zona de saturación, su extensión y la cantidad de agua que contiene depende del tamaño de las partículas de suelo que la forman. La zona de saturación contiene espacios interconectados entre las partículas de suelo que se encuentran completamente llenos de agua, la superficie de esta zona se denomina nivel freático y el agua retenida se encuentra a presión atmosférica. El agua contenida en la zona de saturación es la única parte de toda el agua del subsuelo a la cual se la puede denominar realmente como agua subterránea (Peralta y López Sardi, 2012).

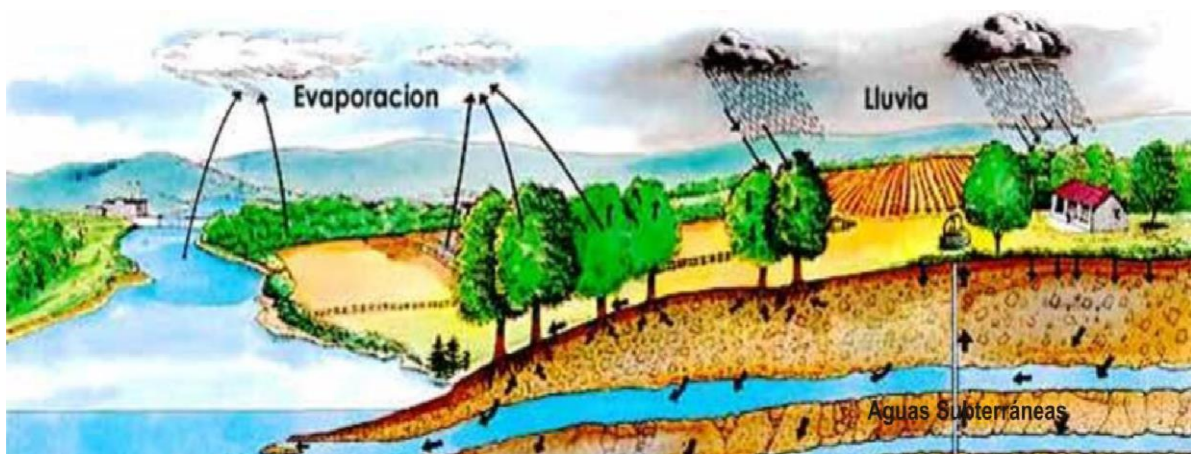


Figura 3. El agua subterránea como parte del ciclo hidrológico. (Ordoñez Gálvez, 2011).

1.3.1.3 Acuíferos

Un acuífero es una formación geológica que contiene franjas de suelo permeables permitiendo el almacenamiento y la transmisión de cantidades aprovechables de agua en espacios subterráneos (Ordoñez Gálvez, 2011).

Custodio y Llamas (1983) expresan, para que una formación geológica sea considerada acuífero debe contener poros o espacios intersticios llenos de agua y deben ser de un tamaño considerablemente grande como para que permitan que el agua logre desplazarse con un caudal apreciable. Esta formación puede estar conformada por materiales muy variados de diferente granulometría y provenientes de distintas formaciones.

Ordoñez Gálvez (2011) hace referencia a que en los acuíferos se pueden definir tres zonas: zona de alimentación o recarga, zona de circulación y zona de descarga. La zona de alimentación es aquella donde el agua de precipitación o importación infiltra en el suelo, la zona de descarga es donde el agua egresa del acuífero hacia cuerpos de agua como lagos y lagunas o corrientes de agua como ríos y mares. La zona comprendida entre ambas es la zona de circulación.

Las funciones importantes de un acuífero son almacenar agua y permitir su flujo. Esta capacidad se debe a que los espacios o poros de una formación acuífera sirven como espacio de almacenamiento y como red por las interconexiones que existen entre ellos. El desplazamiento del agua subterránea es lento, las velocidades se miden desde metros por día a metros por año y como consecuencia a ello y a su gran porosidad, un acuífero logra retener grandes cantidades de agua (Custodio y Llamas, 1983).

Según el Centro Nacional de Tecnología de Regadíos ([CENTER], 2009) los acuíferos se clasifican según el comportamiento hidráulico y el comportamiento hidrodinámico (Figura 4 y Figura 5).

Según el comportamiento hidrodinámico, los acuíferos pueden identificarse como:

1. *Acuíferos*: Con buenas características para almacenar y transmitir el agua. Se da, por ejemplo, formaciones de arenas, gravas o calizas.
2. *Acuitardos*: Se trata de formaciones geológicas con buenas capacidades para almacenar agua, pero la transmisión es lenta. (Por ejemplo, en formaciones limosas).
3. *Acuícludos*: Se trata de formaciones geológicas que pueden contener agua, pero su poder de transmisión es muy baja o nula debido a su baja permeabilidad (como en el caso de formaciones arcillosas).
4. *Acuífugo*: formación geológica que no contiene ni transmite agua. Por ejemplo, las rocas ígneas no fracturadas ni meteorizadas.



Figura 4. Clasificación de acuíferos según el comportamiento hidrodinámico. (Sistema Integrado de Información del Agua [SIA], 2016).

Según el comportamiento hidráulico o el grado de confinamiento que estos presentan se pueden tipificar los siguientes acuíferos (Figura 5):

1. *Acuíferos libres*: Son aquellos en los que el nivel de agua se encuentra por debajo de una formación permeable. Liberan agua a través del drenaje de sus poros.
2. *Acuíferos confinados*: Son aquellos cubiertos por una capa o roca impermeable confinante. El agua que estos ceden proviene de la expansión de esta o de la descompresión de la estructura permeable cuando se produce una depresión en el acuífero.
3. *Acuíferos semiconfinados*: Se pueden considerar un caso particular de los acuíferos confinados, en los que muro, techo o ambos no son totalmente impermeables, sino que permiten una circulación vertical del agua.

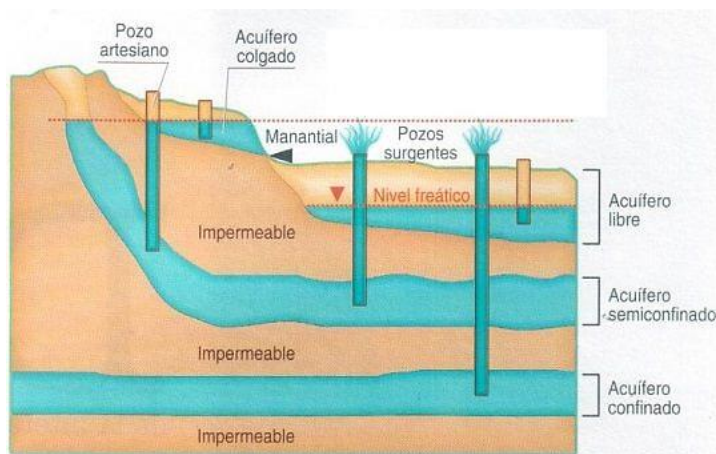


Figura 5. Clasificación de acuíferos según el comportamiento hidráulico grado de confinamiento (CENTER, 2009).

Al margen de las consideraciones que anteriormente se nombraron, existen características de los acuíferos que permiten el análisis de estos en función de su capacidad para almacenar y transmitir agua. La capacidad de los acuíferos de contener agua está gobernada por varios factores como: porosidad, permeabilidad, transmisibilidad específica y coeficiente de almacenamiento. Los mismos se detallan a continuación (CENTER, 2009):

1. *Porosidad (n)*: Como las rocas no son completamente sólidas sino que poseen grietas o espacios intergranulares, al conjunto de todas estas aberturas se lo denomina porosidad (Figura 6). La porosidad total es la relación entre el volumen de espacios vacíos y el volumen total del suelo (Ecuación 1). También existe otro concepto de porosidad y es la eficaz, que representa a los poros o huecos interconectados donde puede circular efectivamente el agua subterránea. La porosidad no solo define la existencia del acuífero sino que además se requiere que estos poros se encuentren interconectados lo cual es una característica que depende de la forma de las partículas del material, su graduación, entre otros (Tabla 1). El valor de “n”, varía de 0 a 50%, dependiendo de los parámetros mencionados.

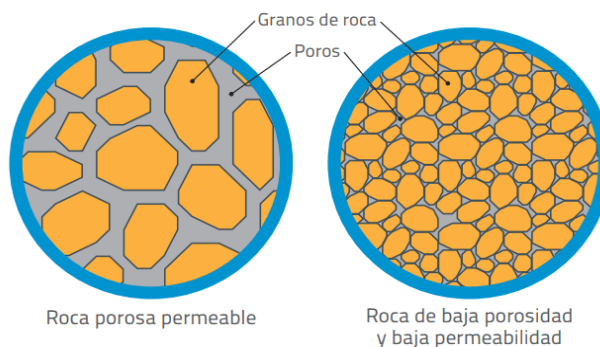


Figura 6. Representación de suelo con baja porosidad y alta porosidad (Peralta y Lopez, 2012).

$$n = (Vv/Vt) * 100 \quad (1)$$

Siendo:

- n: Porosidad (%)
- Vv: Volumen de vacíos.
- Vt: Volumen total del suelo.

Tabla 1: Valores estimados de porosidad (%). Adaptada de Sanders (1998).

TIPO DE SUELO	TOTAL	EFICAZ
Arcillas	40 a 60	0 a 5
Limos	35 a 50	3 a 19
Arenas finas, arenas limosas	20 a 50	10 a 28
Arenas gruesas o bien clasificadas	21 a 50	22 a 35
Gravas	25 a 40	13 a 26
Shale intacta	1 a 10	0,5 a 5
Shale fracturada/alterada	30 a 50	
Areniscas	5 a 35	0,5 a 10
Calizas, dolomías NO carstificadas	0,1 a 25	0,1 a 5
Calizas, dolomías carstificadas	5 a 50	5 a 40
Rocas igneas y metamórficas sin fracturar	0,01 a 1	0,0005
Rocas igneas y metamórficas fracturadas	1 a 10	0,00005 a 0,001

2. Permeabilidad o conductividad hidráulica (K)

Es la propiedad de los suelos de permitir o no el flujo de agua, esto quiere decir que un estrato siendo poroso puede contener agua pero si los espacios vacíos no se interconectan, no existe circulación de la misma. Esta libertad de movimiento depende del tamaño y la forma de las partículas que lo componen, la graduación del material y la viscosidad del agua que se encuentra en función de la temperatura (T°). El coeficiente de permeabilidad de un material se define como el volumen de agua que circula por unidad de tiempo a través de una sección o área unitaria del acuífero (1 m²). El mismo se analiza cuando el gradiente hidráulico (diferencia del nivel piezométrico entre dos puntos de referencia) es unitario y la temperatura se encuentra en un promedio de 15°C.

Esta propiedad es muy importante para un drenaje eficaz, ya que es necesario identificar las zonas de mayor conductividad hidráulica dentro del área de influencia debido a que dichas zonas actúan como fuente de agua. A menos que algunos pozos estén situados dentro de las zonas de alto rendimiento, se necesitarán muchos más pozos para hacer el trabajo (Preene, 2008).

2.1 Permeabilidad Intrínseca

La permeabilidad intrínseca se encuentra en función del tamaño de los poros en el sedimento no consolidado y de las características del fluido que lo atraviesa. Mientras más pequeño es el tamaño de los sedimentos, más grande es el área donde se almacena el agua. Este aumento del área genera un incremento en la resistencia friccional (mayor contacto con el agua contenida en los poros) lo que disminuye la

permeabilidad intrínseca (Ecuación 2). La permeabilidad aumenta a medida que lo hace el tamaño medio del grano de suelo. En sedimentos bien distribuidos (no homogéneos) la permeabilidad intrínseca es proporcional al tamaño del sedimento. En cambio, si se trata de muestras con un solo tamaño de grano predominante existen permeabilidades mucho más grandes que aquellas que presentan dos o más tamaños en su composición. Se puede concluir que la permeabilidad intrínseca engloba las características de la roca a través de la siguiente fórmula:

$$K_o = C \cdot d^2 \quad (2)$$

Siendo:

- C el factor de forma que depende de la roca (estratificación, textura, porosidad, etc.) y es adimensional.
- d^2 el diámetro medio de la curva granulométrica correspondiente a un paso del 50.

2.2 Permeabilidad mediante Ley de Darcy

Chow et al. (1994) afirman, la ley fundamental que rige el movimiento del agua en medios porosos y bajo un régimen laminar es la Ley de Darcy. Esta ley fue experimentada en cilindros rellenos de material poroso y ha sido confirmada posteriormente por investigadores.

Darcy encontró que para velocidades suficientemente pequeñas el gasto o caudal Q se puede representar con la siguiente ecuación.

$$Q = \frac{\partial V}{\partial t} = K \cdot i \cdot A = K \cdot \frac{\Delta h}{l} \cdot A \quad (3)$$

- Q = Caudal o gasto [m^3/s]
- ∂V = Variación del volumen en un diferencial de tiempo
- ∂t = Diferencial de tiempo
- K = Coeficiente de permeabilidad [m/s]
- i = Gradiente hidráulico [adimensional] = $\Delta h/l$
- Δh = Diferencia de nivel [m]
- L = Longitud [m]
- A = Sección transversal [m^2]

Luego, considerando la ecuación de la continuidad.

$$Q = V \cdot A \quad (4)$$

- Q = Caudal o gasto [m³/s]
- V = Velocidad [m/s]
- A = Área transversal [m²]

Se pueden relacionar ambas ecuaciones igualando el caudal y se obtiene la expresión que se encuentra a continuación, denominada ecuación de la Ley de Darcy.

$$V = K \cdot i \quad (5)$$

Las dimensiones de este parámetro son m/día ó m³/día/m². Y los valores según el estrato litológico que se trate se identifican en la (Figura 7).

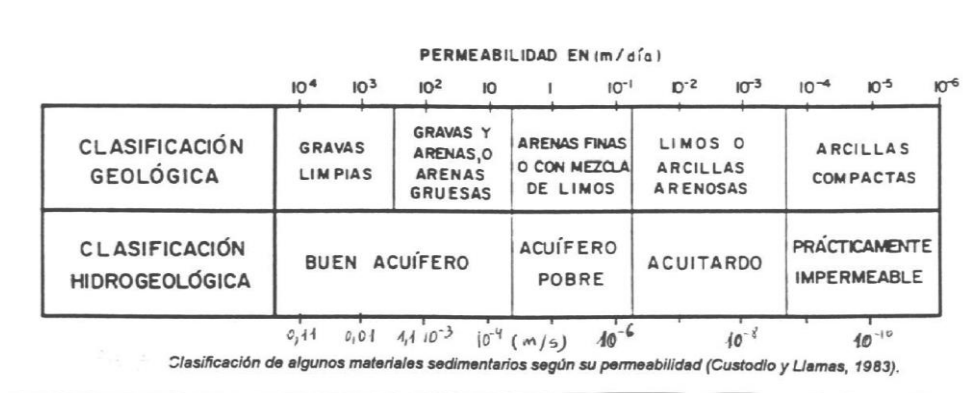


Figura 7. Valores de permeabilidad de diferentes estratos litológicos (Custodio y Llamas, 1983).

3. *Transmisibilidad o Transmisividad (T)*: Es una medida de la capacidad de un acuífero para conducir o transmitir agua, un concepto que asume qué flujo a través de él es horizontal. Se puede definir como el volumen de agua que circula por unidad de tiempo a través de una franja vertical de acuífero con un ancho unitario, extendida en todo el espesor saturado cuando el gradiente hidráulico es unitario y la temperatura ambiental es de 15°C. Es un factor dominante para determinar la cantidad de agua que debe ser bombeada en un proyecto de drenaje. La transmisividad (Ecuación 6) es el producto de la conductividad hidráulica y el espesor saturado del acuífero (Chow et al., 1994).

$$T = b * K \quad (6)$$

Donde:

- T: Transmisividad [m^2/s]
 - b: Espesor saturado del acuífero [m]
 - K: Conductividad hidráulica [m/s]
- Para un acuífero compuesto de muchos estratos la transmisividad equivalente es el promedio de las transmisividades de cada estrato (Ecuación 7).

$$T_k = \sum_{i=1}^n T_i / n \quad (7)$$

Tabla 2. Valores de transmisividad. Adaptada de Iglesias (2002).

T (m ² /día)	Calificación	Posibilidades del acuífero
T < 10	Muy baja	Menos de 1 l/s con 10 metros de depresión
10 < T < 100	Baja	Entre 1 y 10 l/s con 10 metros de depresión
100 < T < 500	Media a alta	Entre 10 y 50 l/s con 10 metros de depresión
500 < T < 1000	Alta	Entre 50 y 100 l/s con 10 metros de depresión
T < 1000	Muy alta	Mas de 100 l/s con 10 metros de depresión

4. *Coefficiente de almacenamiento (S)*: Es adimensional y se refiere al volumen que es capaz de liberar el acuífero al descender la presión de este en una unidad. Es el volumen de agua que es capaz de liberar un prisma de acuífero de base unitaria y altura igual a la del espesor del estrato saturado (b) cuando el potencial hidráulico varía en una unidad. En acuíferos confinados los valores típicos se encuentran entre 0.00005 y 0.005, mucho menores que la porosidad. Esto se debe a que en un acuífero confinado el agua no es liberada por el drenaje de los poros intersticiales sino por la compresión del acuífero, específicamente de las capas de arcillas y limos intercaladas donde al coeficiente de almacenamiento se lo identifica como elástico y todo el acuífero se encuentra saturado. En un acuífero libre S se encuentra entre 0.05 y 0.03 y en acuíferos confinados S varía de 0.003 a 0.00005 (Tabla 3).

Tabla 3. Coeficientes de almacenamiento para terrenos y acuíferos. Adaptada de Iglesias (2002).

MATERIAL PERMEABLE	ACUÍFERO	S (VALORES MEDIOS)
Kárstico: Calizas y dolomías jurásicas	Libre	2×10^{-2}
	Semiconfinado	5×10^{-4}
	Confinado	5×10^{-5}
Calizas y dolomías cretácicas y terciarias	Libre	$2 \times 10^{-2} / 6 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	$1 \times 10^{-3} / 5 \times 10^{-4}$
	Confinado	$1 \times 10^{-4} / 5 \times 10^{-5}$
Poroso intergranular gravas y arenas	Libre	$5 \times 10^{-2} / 15 \times 10^{-2}$
	Semiconfinado	1×10^{-3}
	Confinado	1×10^{-4}
Kárstico y porosos. Calcarenitas marinas terciarias	Libre	$10 \times 10^{-2} / 18 \times 10^{-2}$

Sánchez San Roman (2017) señala que los factores meteorológicos tales como la temperatura y la presión atmosférica pueden influir sobre el agua que forma al acuífero. La temperatura puede afectar las napas libres a través de la variación en el contenido de agua del suelo no saturado dado a que las temperaturas del exterior y sus variaciones se propagan al interior de la corteza terrestre. Cabe destacar que este efecto es de importancia en estudios de larga duración ya que normalmente las oscilaciones de temperaturas no se detectan más allá de 1 m de profundidad.

Las variaciones de la presión atmosférica producen efectos en los niveles de agua subterránea logrando oscilaciones de los mismos. Estos cambios de presión no repercute en los acuíferos o napas libres debido a que en todos sus puntos se encuentran sometidas a una misma presión, la atmosférica (Cruz San Julián, 2016).

1.3.1.4 Nivel freático

Según Sánchez San Roman (2017) la superficie freática es definida como el lugar geométrico de los puntos del acuífero donde el agua se encuentra sometida a presión atmosférica y se corresponde con el límite superior de la zona saturada de un acuífero libre, por lo tanto un acuífero libre separa la zona saturada de la zona no saturada. Por debajo del nivel freático la presión se denomina hidrostática y es mayor que la atmosférica, las variaciones de esta presión se corresponde con el flujo de agua subterránea.

1.3.1.5 Acuíferos en Argentina

Como se representa en la Figura 8 en nuestro planeta el 70% de superficie está cubierta por agua y solo el 30% es tierra firme, de esta disponibilidad aproximadamente el 97% del total es agua

salada lo que determina que solo el 3% del agua del planeta es dulce y por lo tanto apto para su consumo. Cerca del 70% del agua dulce no está técnicamente disponible ya que se encuentra en forma de glaciares, nieve o hielo y solo una pequeña porción se encuentra en lagos, ríos, humedad del suelo y depósitos subterráneos. Se estima que solo el 0,77% se encuentra como agua dulce accesible al ser humano ya que el porcentaje restante presenta dificultades para su extracción (Centro Virtual de Información del Agua, 2017).

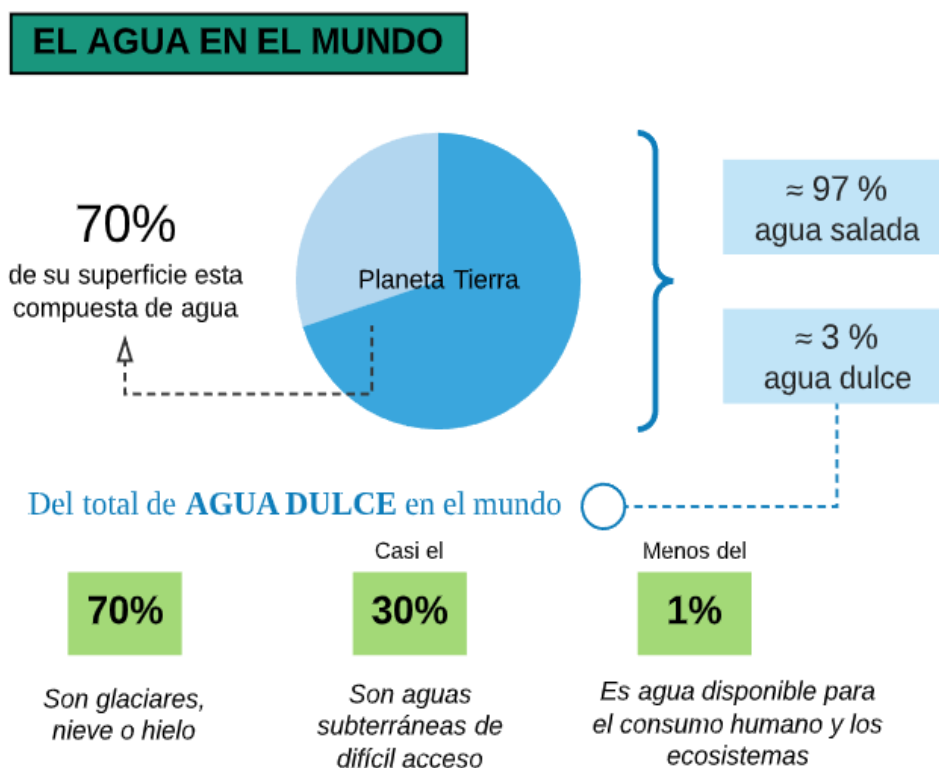


Figura 8. El agua en el mundo. Adaptado del Centro Virtual de Información de Agua (2017).

En la actualidad, el 40% de la población mundial no tiene acceso al agua potable y como consecuencia muchos países importan este recurso (Peralta y López Sardi, 2012). Argentina posee varios reservorios de agua dulce entre los que se pueden destacar el Sistema Acuífero Guaraní (SAG), el acuífero Puelche de alta actividad local y el Pampeano que predomina en el área de estudio.

El SAG constituye uno de los reservorios subterráneos de agua dulce más importantes del mundo con una reserva estimada entre 40.000 y 50.000 km³. Este acuífero se desarrolla en el ámbito de la cuenca del Río Paraná y es compartido en orden de extensión territorial por Brasil, Argentina, Paraguay y Uruguay. En Argentina el uso está restringido a 7 perforaciones de 1000 m a 1300 m de profundidad situadas en Entre Ríos, las cuales se emplean para diferentes usos. En áreas donde

el acuífero aflora como en Misiones y Corrientes se utiliza para abastecimiento humano y riego (Peralta y Lopez, 2012).

El Acuífero Puelche se extiende por Buenos Aires, Córdoba y Santa Fe. Una de sus características principales es que cuenta con un nivel de profundidad que llega hasta los 120 m (Peralta y Lopez, 2012).

Marengo et al. (2002) denominan acuífero Pampeano o Tezanos Pinto a la formación que abarca el área de estudio de este trabajo y todo el sector occidental de la provincia de Santa Fe coincidiendo con la Planicie Loésica. La misma está formada geológicamente por depósitos o sedimentos cuaternarios de origen eólico y fluvial. Específicamente la Planicie Loessica se compone por depósitos de loess típicos limo-arcillosos con muy escasa arena de color castaño rojizo a amarillento, no poseen estratificación y contienen escasas a moderadas formaciones de tosca de hasta 5 cm de tamaño. Los capilares en este tipo de suelos generalmente son menores a 1 mm de diámetro.

1.3.2 EL AGUA SUBTERRÁNEA EN LA CONSTRUCCIÓN

1.3.2.1 Generalidades

Muchos proyectos de ingeniería implican excavaciones en suelos que contienen agua. Para todas estas excavaciones se deben planificar sistemas apropiados para la gestión y el control de las aguas subterráneas y la escorrentía de las aguas superficiales previamente a la ejecución de cada proyecto. Esto se debe realizar con el conocimiento de las condiciones del agua a través de investigaciones hidrogeológicas realizadas en la región.

Es necesario proyectar, ejecutar y conservar este tipo de obras durante la construcción de una obra principal para que esta última pueda realizarse y no se vea afectado su proceso constructivo.

En ciertos casos, las condiciones reales del suelo y del agua subterránea encontradas pueden diferir de lo esperado. Cuando esto sucede, se debe considerar la posibilidad de modificar las operaciones y los métodos de construcción a medida que avanza el trabajo garantizando de esta manera que el proyecto se completará de manera segura, económica y dentro de un tiempo y costo real (Cashman y Preene, 2013).

Existen tres métodos disponibles para el control de obras temporales de aguas subterráneas:

- Disminución de los niveles de agua subterránea en el área de construcción por extracción de la misma (Reducción de aguas subterráneas o desagüe).

- Exclusión de la entrada de agua subterránea al área de construcción a través de algún muro o barrera de contención de muy baja permeabilidad (Tablestacas).
- Aplicación de una presión en cámaras confinadas (como túneles, pozos y cajones) para contrarrestar las presiones existentes del agua subterránea. De esta manera se equilibran las presiones de la tierra.

En general, las técnicas para el control del agua subterránea se pueden diferenciar en dos tipos: De exclusión o de desagüe. Este trabajo trata principalmente los métodos de reducción y desagüe de aguas subterráneas (Preene, 2008).

Los métodos de desagües conocidos como “Métodos de deshidratación” controlan el agua subterránea mediante drenajes y bombeo. Se deben establecer principios esenciales para asegurar la estabilidad de las excavaciones y especialmente de las pendientes existentes. Uno de los más importantes es evitar retener las aguas subterráneas debido a que se genera una acumulación de presiones en los poros que eventualmente causarán movimientos en el suelo (Preene, 2008).

Un enfoque alternativo de los métodos de deshidratación del suelo es permitir que el agua subterránea ingrese a la excavación y luego se extraiga mediante bombeo.

La selección de una técnica o de las técnicas apropiadas para un proyecto en particular en un lugar o zona específica dependerá de muchos factores. La litología y la permeabilidad (S) de los suelos siempre son prioridad. Otros factores a considerar son:

- Extensión del área de construcción que requiere de un proyecto de desagüe.
- Profundidad del nivel existente y cantidad de descenso requerido.
- Proximidad de estructuras existentes, naturaleza de sus cimientos y tipología de suelos existentes debajo de los mismos.

Hay tipos de proyectos donde la utilización de un solo método es insuficiente y se necesita la combinación de varios, un ejemplo claro es cuando la excavación presenta una sucesión de perfiles litológicos variados (Cashman y Preene, 2013).

1.3.2.2 Drenaje en la construcción

El término drenaje abarca todos los métodos por los cuales se elimina el agua del suelo. Tiene dos funciones en la práctica de la ingeniería: el drenaje permanente se utiliza para estabilizar pendientes y excavaciones poco profundas; mientras que el drenaje temporal es necesario para excavar en terrenos con agua (Glossop, 1950).

Las incógnitas significativas para cualquier sistema de desagüe son la cantidad total de agua Q que debe ser bombeada para lograr el objetivo deseado y la cantidad de agua Q_w que puede esperarse

de un pozo o de un sistema de drenaje bajo la condición de desagüe. En Q y Q_w se basan las decisiones relativas a las distancias, diseño y construcción de pozos o puntos de pozos, y en las bombas o sistemas de tuberías de drenaje (Powers et al., 2007).

Un drenaje efectivo puede lograrse casi en cualquier condición de campo. Sin embargo, debido a las incertidumbres del subsuelo cualquier programa de desagüe propuesto debe ser flexible con disposiciones para la modificación si se encuentran condiciones inesperadas. Por lo tanto, la flexibilidad es un elemento clave del éxito en los sistemas de deshidratación (Powers et al., 2007).

El movimiento de las aguas subterráneas ejerce presiones y fuerzas de infiltración en los suelos y las estructuras construidas sobre ellos. Se considera al drenaje como un método de mejora del suelo pero cuando las aguas subterráneas no se controlan adecuadamente las presiones y fuerzas de filtración actúan para reducir la resistencia y estabilidad naturales de los suelos con un efecto debilitante. (Glossop, 1950).

Las decisiones de diseño que se deben tomar en el drenaje se basan en descripciones de los suelos. El problema fundamental al que se enfrenta el ingeniero de desagüe es predecir el rendimiento de los suelos sobre la base de la información disponible. Las preguntas que se deben realizar son: ¿Cuánta agua producirá el suelo? ¿Cuál es el mejor medio para drenarla? ¿Cómo reaccionará el suelo en presencia de agua en una excavación?

Las dos características del rendimiento del suelo más significativas son la conductividad hidráulica y la estabilidad, por lo que las observaciones deben estar dirigidas a evaluar ambas propiedades (Powers et al., 2007).

El agua almacenada en los poros del suelo se libera lentamente y es reemplazada por el aire. La remoción de agua de los suelos de grano fino como limos, arcillas y arenas finas limosas es bastante diferente del drenaje de materiales granulares. En las gravas el drenaje puede ocurrir en minutos, en las arenas en horas o días. En las arenas limosas o arcillas, el drenaje puede tardar semanas o meses. Esta lenta liberación del almacenamiento tiene un impacto significativo tanto en la hidrología como en la estabilidad del suelo en situaciones de drenaje. Por lo tanto, se observa que las arenas y gravas limpias drenan fácilmente y se deshidratan sin dificultad a menos que produzcan una cantidad de agua tan grande que su volumen sea un problema. En cambio, los suelos de granos finos pueden ser difíciles de drenar requiriendo pozos en centro muy cercanos (Preene, 2008).

Debido a lo expresado, se puede observar que deben examinarse el suelo para estimar el porcentaje de finos (que determina la dificultad de drenaje) y la plasticidad de los finos (que afecta a la cohesión del suelo y a su estabilidad en el agua en movimiento).

Cuando los métodos de deshidratación se aplican a suelos de alta y media permeabilidad, la disminución de los niveles de agua se logra a través de la utilización de drenes que trabajan por gravedad.

En suelos de grano fino de baja y muy baja permeabilidad el drenaje por gravedad del agua de los poros es resistido por la tensión capilar por lo tanto es un sistema muy lento. En cambio, el bombeo logra que el agua baje de nivel en períodos cortos de tiempo ya que el agua de los poros se reemplaza rápidamente por aire (Cashman y Preene, 2013).

Debido a lo expresado, se puede decir que el drenaje por gravedad por sí solo no suele ser eficaz en la zona de estudio del presente trabajo, debido a que los limos y arcillas tienen una conductividad hidráulica muy baja y el agua se desplaza con dificultad por el suelo. Pero se encuentran pruebas fehacientes en las que actualmente el drenaje horizontal funciona dentro de la ciudad de Rafaela (precisamente en la Plaza Honda) y se decide estudiar cómo trabaja tal sistema de desagüe en dicho suelo y sacar nuestras propias conclusiones acerca de las alternativas de drenaje por gravedad.

1.3.3 MODELO HIDROGEOLÓGICO

Un modelo es una representación simplificada de la realidad (Custodio y Llamas, 1983). Los modelos que se ocupan de representar a la hidrogeología de una zona específica son una gran herramienta que permite simular las condiciones actuales del acuífero y evaluar diferentes escenarios que supongan cualquier condición realizada en su entorno.

Los modelos matemáticos utilizados en la práctica del drenaje son principalmente modelos analíticos o modelos numéricos. Se ha empleado la modelización de las aguas subterráneas como instrumento de predicción antes de la construcción, como ayuda en el diseño y como optimización en la ejecución de sistemas de desagüe. A menudo, un modelo puede ser utilizado como instrumento de diseño ya sea por el ingeniero para evaluar la viabilidad de métodos de construcción alternativos o por el contratista en la elaboración de planes de desagüe iniciales (Powers et al., 2007).

Los modelos hidrogeológicos se pueden diferenciar según sus objetivos, ya sea modelar flujos (agua subterránea) o modelar transporte (sustancias disueltas contaminantes) (SEA, 2012). Ambos necesitan de la realización de un modelo conceptual y numérico. El presente trabajo se centrará en un modelo de flujo de agua subterránea.

En el modelo conceptual debe quedar representada la idea que se tiene del funcionamiento del acuífero y sus aspectos más relevantes ya que el mismo establecerá el tipo y nivel de detalle de la modelación (Dirección de Conservación y Planeamiento de los Recursos Hídricos [DCPRH], 2017).

Un modelo numérico permite resolver y cuantificar el comportamiento de flujo y transporte en sistemas hidrogeológicos complejos, esto se debe a la capacidad de cálculo de las computadoras y al desarrollo de códigos y *software*. Por lo tanto es fundamental trabajar en una correcta elección del *software* y así obtener una adecuada precisión en los resultados esperados (Fetter., 2001). El desarrollo de un modelo numérico requiere de una buena planificación, donde la etapa previa con mayor relevancia es la ejecución de un modelo conceptual (Figura 9).

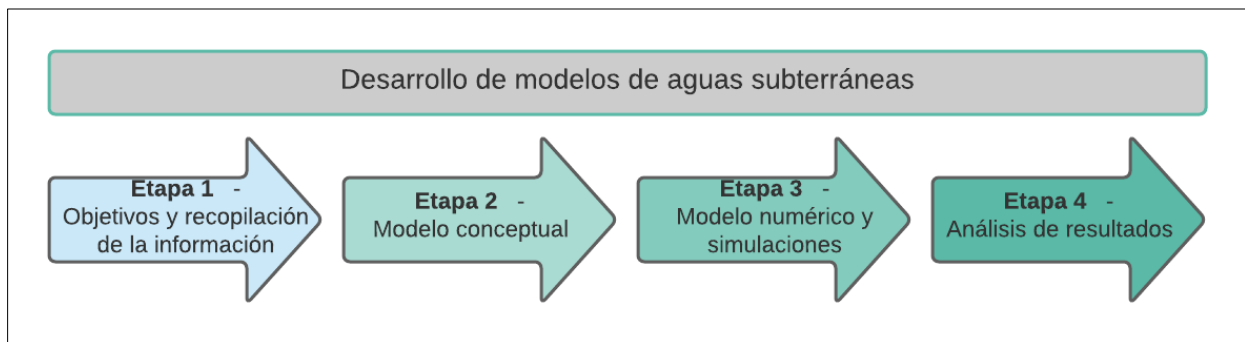


Figura 9. Desarrollo de modelos de agua subterráneas.

1.3.4 MODELO CONCEPTUAL

La modelación conceptual permite representar analíticamente el sistema de flujo de agua subterránea considerando las principales características del sistema real (Figura 10) que luego serán volcadas en el modelo numérico. De esta manera se define su confiabilidad y su capacidad predictiva ya que cuanta mayor información de calidad presente el modelo conceptual, los resultados de las simulaciones tendrán una mayor credibilidad (Fetter, 2001).

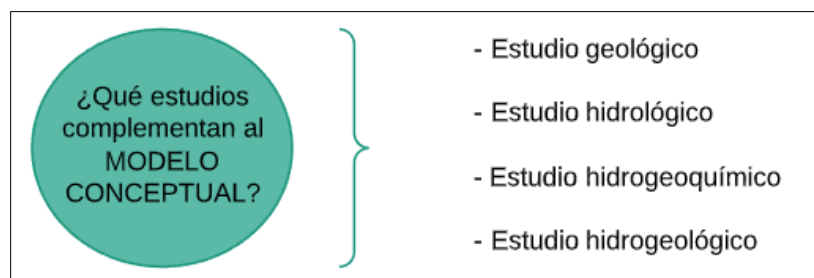


Figura 10. Modelo conceptual y estudios complementarios.

Para su elaboración se tiene en cuenta la siguiente información básica:

- Análisis e interpretación de la litología dominante.

- Espesores
- Continuidades
- Límites
- Comportamiento del acuífero a estudiar.
 - Geometría
 - Parámetros hidrogeológicos
 - Entradas y salidas del sistema
 - Piezometría (que indica el sentido del flujo)
 - Tipo de acuífero
 - Datos fisicoquímicos (para la evaluación de la calidad)
- Balance hídrico preliminar
 - Comportamiento histórico de las siguientes variables:
 - Precipitación
 - Evapotranspiración
 - Caudales
 - Valores de infiltración

1.3.4.1 Desarrollo del modelo conceptual

El modelo conceptual es la recopilación e interpretación de la información y los estudios nombrados anteriormente. Debido a que tal investigación presenta amplios conceptos se debe definir qué datos son los más relevantes (elementos básicos que debería acompañar a la conceptualización) e identificar la *información "mínima" necesaria*. La *información "deseable"* corresponde a los datos complementarios que se pueden requerir en ciertos casos, dependiendo del nivel de detalle que se busque (SEA, 2012).

En el desarrollo del modelo conceptual se debe prestar atención a que los parámetros hidráulicos presenten una cierta consistencia respecto del tipo de suelo identificado y las unidades geológicas descriptas. Además es importante establecer que, para cada unidad hidrogeológica un rango teórico dentro del cual se esperan que fluctúen dichos parámetros y estos valores pueden ser derivados de pruebas, ensayos y de la literatura (Custodio y Llamas, 1983).

Un aspecto importante para destacar es que en modelos de flujo el estudio hidrogeoquímico es información complementaria. Esto significa que no se va a indagar con demasiada profundidad dicho tema, en cambio para modelos de transporte este estudio es indispensable.

Según Custodio y Llamas (1983), el modelo conceptual es dinámico y está sujeto a modificaciones en la medida que se mejore el entendimiento del sistema (Figura 11). En consecuencia, es esperable que una vez ejecutado el modelo y comparado con la realidad, algunas de estas ideas tengan que ser cambiadas o modificadas para ajustarlas a la exigencia de los datos siempre bajo un debido análisis y justificación.

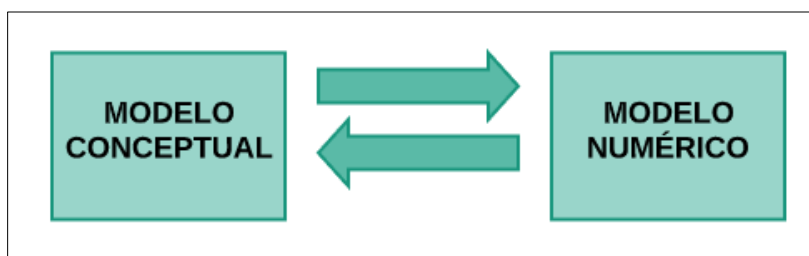


Figura 11. Dinámica del modelo hidrogeológico.

1.3.4.1.1 Medio físico

Según la DCPRH (2017), es importante la evaluación de los aspectos físicos del medio de interés como son los estudios geológicos que se presentan a continuación y tienen influencia directa en el comportamiento de las aguas subterráneas. Los mismos tienen como finalidad caracterizar la geología de la superficie y sub-superficie y buscan definir el contacto roca-relleno, delimitar las unidades geológicas y estructura geomorfológicas:

- *Delimitación y descripción:* Es un aspecto clave y se refiere a definir el alcance de la modelización y a ubicar el área en el espacio acorde a la magnitud y objetivos que se presente en el estudio. Para el desarrollo del modelo conceptual se requiere una delimitación precisa de la zona de estudio, junto con la definición de una escala de trabajo (escala local, distrital o regional). En el presente estudio, las áreas de trabajo serán la ciudad de Rafaela y la Plaza Honda.
- *Geomorfología:* Se relaciona con la caracterización física de la zona de interés, incluye las formas de relieve y la manera en que abarca a cada uno de los procesos involucrados en la hidrodinámica superficial y subterránea. Por esto, es importante definir las zonas en las cuales existen mayores probabilidades de escorrentía, infiltración, recargas y descargas de forma natural. También es relevante debido a la influencia de los procesos geológicos en la

formación de sedimentos que no están consolidados, zonas fracturadas, entornos de disolución y otros, que son favorables para la presencia y movilidad de aguas subterráneas.

- *Tipos y usos de suelos:* La caracterización del suelo brinda información relacionada a la movilidad de aguas subterráneas y la interrelación con las aguas superficiales. Con esto se pueden observar zonas de flujos elevados y recargas difusas e inducidas. Por ejemplo, en zonas donde se observan fenómenos de infiltración que provienen de excesos del riego, en procesos que provienen de la granulometría y en suelos que presentan una cobertura hidrogeológica susceptible.

1.3.4.1.2 Hidrología e hidráulica

La hidrología y la hidráulica se centran en los procesos hidrológicos superficiales como las precipitaciones, escurrimientos y la evaporación, con el objetivo de estimar la recarga del sistema acuífero por precipitaciones producto de estos fenómenos (SEA, 2012). Estos conceptos son descriptos en función a los objetivos del modelo planteado e incluyen:

- *Hidrografía:* Define el medio físico y las características que influyen en el comportamiento hidrológico, ya que conforman una parte importante de las aguas subterráneas. Deben ser consideradas las características como el área total, la cuenca de aporte, las zonas de recargas, los parámetros morfológicos, los tipos de drenaje y la delimitación en criterios hidrológicos.
- *Hidroclimatología:* Se refiere a datos de entrada que interesan en el modelo conceptual tales como, el comportamiento histórico de las variables de precipitación, evapotranspiración, caudales, infiltración. Pueden provenir de datos de campo en mediciones o información de fuentes oficiales, en este proyecto se obtuvo información del Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria [INTA] (Castignani, 2011).
- *Inventario de fuentes de agua:* Para el desarrollo de la conceptualización hidrogeológica se necesita identificar las manifestaciones naturales y artificiales de aguas subterráneas. De esta manera se obtiene información acerca de cantidad y calidad del agua. Se pueden tener en cuenta, por ejemplo, caudales, niveles piezométricos, datos fisicoquímicos, zonas de recargas y descarga, infraestructura instalada, usos.
- *Hidráulica subterránea:* Se describen las distintas características hidráulicas dependiendo del contexto que se quiera evaluar, dichos valores se pueden asignar por zonas o regiones, considerando el comportamiento hidráulico dependiente de la granulometría, geología estructural, o relacionados con otros factores como por ejemplo la profundidad. Dichos datos

se pueden obtener en mediciones en campo, en trabajo de laboratorio, o de fuentes bibliográficas.

1.3.4.2 Resultados esperados del modelo conceptual

Habiendo reconocido las características físicas y las condicionantes hidrológicas es posible describir los fenómenos relacionados con el flujo del agua subterránea, su participación en el ciclo hidrológico y su interrelación con la geósfera (DCPRH, 2017). Por lo tanto, se pueden realizar las siguientes descripciones:

- *Hidroestratigrafía*: Es posible desarrollar la zonificación de sectores con características hidráulicas que favorecen a la recarga, el almacenamiento y la movilidad de las aguas subterráneas con los datos litológicos, geofísicos, estructurales, hidroquímicos e hidráulicos. Se pueden especificar los espesores, características litológicas, modos de ocurrencia, variables hidráulicas, sus orígenes y tipos, lo que beneficia a la conceptualización del medio físico.
- *Análisis de recargas*: Establecer los sectores más susceptibles para los procesos de entrada de aguas y estimar valores de recargas (en base a balances obtenidos del INTA y a datos recopilados).
- *Flujo subterráneo*: Describir el flujo subterráneo desde las zonas de recarga hasta los afloramientos y zonas de extracción indicando la velocidad, grado de confinamiento, análisis piezométrico, gradiente hidráulico, entre otros.

1.3.5 MODELO MATEMÁTICO Y NUMÉRICO DE AGUA SUBTERRÁNEA

En la elaboración de Modelos Numéricos se sustentan matemáticamente los procesos hidrogeológicos y se representa al modelo conceptual o a la conceptualización de los esquemas hidrogeológicos previamente analizados (SEA, 2012). Es necesario considerar los principios de anisotropía del medio físico, la incertidumbre que depende de la variabilidad de los datos y los grados de representatividad en tiempo y espacio. (DCPRH, 2017).

Fetter (2001) afirma que en la etapa de modelación numérica es necesario representar todos los elementos que componen al sistema, lo cual refiere a discretizar el área de estudio y el tiempo distribuyendo espacialmente los parámetros de los fenómenos que gobiernan el flujo y transporte de las aguas subterráneas e incluyendo características que describen al funcionamiento del acuífero

a través de las condiciones de borde que lo delimitan. El contenido de un modelo matemático debe considerar según Custodio y Llamas (1983):

- Geometría definida del dominio considerado y las condiciones de borde que lo limitan.
- Parámetros de flujo y transporte del modelo.
- Pozos de observación y series de datos asociadas.
- Nivel de detalle de discretización.
- Ecuaciones de flujo de recarga y salida que se relacionen con el estado correspondiente.
- Ecuaciones que describan el comportamiento de los componentes, como el tipo de modelo (régimen permanente o transitorio) y atributos en relación con el tiempo.

1.3.5.1 Construcción del modelo matemático

La fase inicial de la modelización numérica es consecuencia de la conceptualización de los sistemas hidrogeológicos a representar y depende de la cantidad y la calidad de los datos obtenidos en el campo, laboratorio y fuentes bibliográficas, siempre en el marco de rigurosidad técnica y científica (Fetter, 2001). Para la construcción del modelo existen procesos secuenciados que se presentan a continuación.

1.3.5.1.1 Selección del código numérico

Según la DCPRH (2017), la elección de los códigos de modelización es un proceso que tiene muchos elementos de análisis como la complejidad del sistema, el criterio de discrecionalidad, la calidad de datos, la representatividad espacial y temporal y el conocimiento de los métodos a utilizar debido a que existen procesos que deberán ser analizados mediante métodos específicos.

En este proyecto final se consideran los métodos generales de resolución de problemas y esquemas, siendo los más conocidos los métodos de Diferencias Finitas (FDM, Finite Difference Methods), métodos de Elementos Finitos (FEM, Finite Element Methods) y método de Volúmenes finitos (FVM, Finite Volume Methods).

1.3.5.1.2 Dominio y discretización del modelo

El dominio o área de modelación es una porción del área estudiada y queda definido por las zonas en las cuales ocurren los procesos que se quieren analizar donde sus límites deben abarcar estas zonas de estudio y deben trazarse siguiendo el comportamiento hidráulico del sistema de tal forma que puedan representarse mediante condiciones de bordes simples de establecer. Al momento de

definir el dominio es importante la especificación de los límites en base a la clasificación propuesta por Custodio y Llamas (1983):

- *Límite superior o de techo*: Límite que coincide normalmente con el nivel de la superficie del terreno derivándose de modelos de elevación digital, curvas de nivel o relevamientos topográficos. En el caso de acuíferos confinados, este límite puede referirse al contacto con el estrato confinante.
- *Límite inferior o piso*: Se elige siguiendo el contacto con la roca o relleno que confina (representando una condición donde el flujo no existe).
- *Límites o contactos laterales*: Al igual que el límite inferior o piso, se representa en el límite o contacto del flujo con la roca o relleno que confina.

La delimitación del modelo también incluye a la distribución espacial (1D,2D o 3D) y temporal (régimen permanente o transitorio, segundos, minutos, días, años u otras unidades de tiempo) (SEA, 2012).

Una cuidadosa definición de la extensión y orientación de la grilla de manera *horizontal* y *vertical* permite simplificar el análisis, mejorar la precisión de los resultados y contribuir a la convergencia y estabilidad numérica (SEA, 2012). Fetter (2001) afirma, en los *software* basados en el *método de elementos finitos* se representa el sistema de aguas subterráneas a través de un mallado flexible, considerando una mayor densificación o detalle (tratándose de una malla más fina) en las zonas donde se encuentran objetos protegidos, sistemas ambientales sensibles o directamente en lugares donde se esperan mayores gradientes hidráulicos. Para los *software* que se fundamentan en el *método de diferencias finitas* una buena elección de la grilla tiene mucha importancia debido a que por su naturaleza el dominio estará compuesto a su vez por subdominios rectangulares, por esta razón si se requiere representar los límites de un modelo de manera más detallada será necesaria una discretización mucho más fina (Fetter, 2001).

Es importante destacar que aunque una grilla más densa ayuda a generar resultados más precisos, esto provoca un incremento en el tiempo de cálculo y puede generar una modelación poco práctica. De esta manera la elección de la discretización debe realizarse buscando un balance entre los dos aspectos que se analizan (SEA, 2012).

Durante el proceso de calibración, validación y ejecución del modelo es posible refinar la malla original para observar el efecto que esta acción tiene sobre la solución numérica, considerando que un nivel de discretización óptimo de una malla surge cuando al incrementar la resolución no se producen cambios significativos en los resultados que previamente se obtuvieron (Gidahatari, 2016).

En este sentido la *discretización vertical* del modelo se realiza teniendo en cuenta las distintas superficies o capas que reflejan o deberían reflejar el número de estratos considerados en el modelo conceptual (SEA, 2012). Los límites de discretización varían dependiendo el caso estudiado y pueden ser aceptables distintos valores de precisión. En cualquier caso se debe trabajar a partir de la información básica de un área sutilmente mayor al dominio total del modelo con la finalidad de evitar errores por efectos de borde producto de la interpolación.

En el caso del límite inferior o suelo, queda definido por el basamento rocoso o roca impermeable, mientras que las superficies intermedias corresponden a los contactos entre los distintos estratos que se consideran.

Cabe destacar que un buen criterio de verificación al momento de definir la grilla completamente consiste en confirmar o corroborar las conexiones entre todas las celdas del modelo numérico (Fetter 2001).

1.3.5.1.3 Tipificación de modelo en función a la dinámica temporal e intervalo de tiempo utilizado

Para definir el tipo de régimen más adecuado para simular el comportamiento del sistema hidrogeológico se deben tener presentes las características propias del sistema y los objetivos que se tienen de la modelación.

Un modelo en régimen permanente es adecuado para la representación de acuíferos donde los flujos tanto naturales como producto de actividades antrópicas no varían significativamente y los objetivos de la modelación consisten en estimar condiciones medias a largo plazo. Una modelación en régimen transitorio es la única manera de representar adecuadamente a sistemas con acuíferos dinámicos donde los flujos varían constantemente respecto al tiempo y el objetivo de la modelación consiste en simular distintos períodos sobre los cuales se intervienen temporalmente en el sistema estudiado (como cambios en las operaciones de pozos, cambios en la recarga, entre otros) (Custodio y Llamas, 1983).

Con respecto al intervalo de tiempo analizado las simulaciones de flujo generalmente expresan una escala temporal diaria aunque si se tratan de modelos a largo plazo, puede mantenerse una periodicidad semanal o mensual (SEA, 2012). En ciertas ocasiones es adecuado definir intervalos de tiempo heterogéneos utilizando los lapsos más pequeños en los períodos iniciales para simular de manera detallada los primeros instantes.

1.3.5.1.4 Condiciones iniciales y de borde

Cuando se trata de regímenes transitorios es necesario definir una condición inicial y especificarla, la misma puede derivarse de mediciones de campo lo cual se vuelve poco práctico si se necesita un período de estabilización inicial. Por esta razón es recomendable simular primeramente un modelo con régimen permanente y utilizar el resultado de este como condición inicial para la nueva modelización con régimen transitorio (SEA, 2012). De todas maneras, los resultados de modelación serán válidos una vez transcurrido el período de estabilización.

Respecto a las condiciones de borde, su elección es de suma importancia debido a que permiten definir los límites físicos del dominio y fija aspectos que inciden en el comportamiento que el modelo presentará (DCPRH, 2017).

En un modelo numérico los datos de entrada actúan como condiciones que tienen la función de imponer, estos parámetros son: cargas hidráulicas de primer, segundo y tercer orden (el orden de estas indica si se trata de información cargada por el usuario o computada directamente por el programa), flujos, entre otros (DCPRH, 2017). Para efectos del presente trabajo, las condiciones de borde para un modelo de flujo se clasifican en dos categorías:

- *Condiciones impuestas:* Cuando el modelador ingresa los flujos directamente al sistema. (Contacto roca-relleno, recargas superficiales o laterales, pozos de inyección o extracción).
- *Condiciones calculadas:* Son los flujos que estima el modelo a partir de las variables dependientes y otros parámetros. (Niveles piezométricos, cargas generales, ríos o cauces naturales que escurren en el acuífero, drenes naturales o artificiales, cuerpos de almacenamiento como lagos, arroyos, evapotranspiración).

Es necesario que las condiciones de borde sean ingresadas a través de datos medidos en el campo o estimadas en función a balances hídricos pertinentes. Para el uso de las mismas se debe verificar siempre que los flujos asociados mantengan la consistencia con los flujos del modelo conceptual (SEA, 2012).

1.3.5.1.5 Parámetros hidráulicos

A partir de las etapas de campo y gabinete se logran consolidar datos del comportamiento hidráulico y de las unidades que lo representan, los mismos son zonificados, limitados o extrapolados de acuerdo con su constitución y tipología. Los códigos numéricos necesitan los parámetros hidráulicos a fin de resolver las ecuaciones (Fetter , 2001), dichos parámetros son:

- Conductividad hidráulica saturada y de saturación variable

- Porosidad
- Coeficiente de almacenamiento
- Coeficiente de compresibilidad
- Coeficiente de rendimiento específico
- Porosidad eficaz
- Grado de saturación
- Coeficientes de escurrentía
- Ecuación de flujo en medios fracturados

1.3.5.1.6 Asignación de flujo, recargas y extracciones

En principio, los valores estimados para dichos parámetros se establecen en el modelo conceptual siendo preferible ingresar al modelo numérico los valores medios que se encuentran dentro del rango de variación aceptable para luego variar estos parámetros en la etapa de calibración (Gidahatari, 2016).

Estos datos se pueden importar directamente desde *software* de información geográfica o pueden cargarse los valores correspondientes celda a celda a través de una zonificación debido a la heterogeneidad que se presenta (SEA, 2012). Como las recargas y extracciones son condiciones impuestas, la cuantificación de la primera se deriva de estudios hidrológicos e hidrogeológicos. Las recargas generalmente corresponden a *tasas de recargas* (unidades de longitud/tiempo), por lo tanto cuando se tienen ciertos caudales de la misma (volumen/tiempo) es necesario calcular las tasas respectivas a partir de la sección de las celdas por donde circulará el flujo (SEA, 2012). La determinación de las extracciones también procede de un estudio hidrogeológico y se ingresan al igual que las recargas como series y mediante una zonificación del modelo.

1.3.5.1.7 Observaciones para ajustar el modelo matemático

La observación es una parte fundamental del modelo numérico debido a que ayuda a evaluar el ajuste del mismo durante el proceso de calibración y validación. Para el modelo de flujo se observan los niveles freáticos que se relacionan a los pozos de observación y a la freaticimetría dada por el conjunto de niveles medidos, la misma ayuda a ajustar los niveles individuales observados y analizar el comportamiento general de los flujos (Fetter, 2001). La ubicación de los pozos de observación en esta etapa se vuelve fundamental y también es de gran importancia disponer de la cota de terreno con precisión teniendo en cuenta que lo que se conoce usualmente es la profundidad de los niveles. Antes de ingresar las series de observaciones al modelo se debe realizar un control de calidad de

los datos para analizar la existencia de inconsistencias producto de errores instrumentales, de medición, de lectura u otras fuentes posibles de error (SEA, 2012).

1.3.5.1.8 Simulación de escenarios

Para el SEA (2012) solo cuando el modelo se encuentra calibrado se considera que presenta una capacidad predictiva adecuada, y en ese momento tiene sentido llevar a cabo las simulaciones. Los resultados de dichas simulaciones se obtienen a partir de las salidas de modelación, las cuales deben evaluarse y compararse con los datos correspondientes al modelo conceptual y si es posible verificar con datos de campo. En caso de simulaciones predictivas es recomendable que se corroboren los resultados respecto al tiempo para luego, realizar los ajustes necesarios con la finalidad de obtener un modelo con mayor robustez (DCPRH, 2017).

1.3.5.1.9 Calibración y análisis de sensibilidad

En la modelación existen valores que al finalizar los análisis iterativos pueden ser diferentes a los datos de observación. La calibración consiste en variar sistemáticamente ciertos parámetros del modelo para reproducir las variables observadas (Custodio y Llamas, 1983).

El SEA (2012) manifiesta que un análisis de sensibilidad se debe a la variación de los resultados del modelo producto de cambiar un solo parámetro, si se realizan cambios en un grupo de parámetros se denomina análisis de escenario. Generalmente ambos términos se usan indistintamente bajo la misma definición y se denomina simplemente análisis de sensibilidad. Se debe aclarar que este se puede llevar a cabo en diferentes etapas de la modelación hidrogeológica y usualmente es utilizado para definir qué parámetros presentan una mayor importancia en los resultados de la modelación.

CAPÍTULO 2

2.1 METODOLOGÍA

En el proceso para construir este proyecto final de carrera que conlleva la realización de un modelo hidrogeológico se pueden distinguir dos grandes etapas: la elaboración del modelo conceptual y la realización del modelo numérico o simulación del flujo de agua subterránea, ambas se detallan a continuación.

2.1.1 Elaboración del modelo conceptual

Para la realización del modelo conceptual se adaptó una metodología extraída del SEA (2012) y se siguió una metodología clásica adaptada de Bredehoft (2005) y Betancur et al. (2012).

- a) *Alcance del modelo hidrogeológico.* Mientras más robusto sea el modelo conceptual los resultados de las simulaciones tendrán asociada una mayor credibilidad. Debe existir un equilibrio entre los objetivos de la modelación y el nivel de detalle considerado.
- b) *Área de estudio.* Para la estructuración del modelo conceptual del área se necesitó de la delimitación y caracterización precisa de la zona de estudio como describe el título 2.1 del presente trabajo. La información Ráster y Vectorial procesada en este estudio se apoya sobre el sistema de coordenadas cartográficas Gauss Kruger (Argentina) Faja 5, por lo que la gran mayoría de la información presentada (modelo digital del terreno, mapas acerca de la hidrología urbana, rectángulo catastral de Rafaela, mapas con isolíneas de niveles freáticos) se encuentra georreferenciada en el sistema mencionado.
- c) *Recopilación y análisis de información bibliográfica.* Se seleccionó la información geológica, hidrológica, meteorológica y piezométrica. Se revisaron los estudios y antecedentes.
- d) *Trabajo de campo.* Trabajo destinado a generar información complementaria. En este caso se efectuó un reconocimiento geológico y se realizaron en colaboración con el equipo de mantenimiento de la Universidad Tecnológica Nacional Facultad Regional Rafaela (UTN FRRa) perforaciones en varios puntos de la ciudad para luego medir en los diferentes freáticos el nivel de la napa freática.
- e) *Análisis, sistematización y procesamiento de la información.* Se aclararon y describieron la forma de la unidad hidrogeológica en estudio y sus propiedades hidráulicas (conductividad hidráulica, coeficiente de almacenamiento y porosidad), análisis de información piezométrica, su variabilidad temporal y el sentido de flujo de agua subterránea, reconocimiento de recarga y descarga del sistema, clasificación del acuífero (libre, confinado, semiconfinado), realización del balance hídrico expresando los rangos esperados

para recarga, descarga, evaporación y todos aquellos términos del balance que presentan mayor incertidumbre.

- f) *Integración de la información.* Mediante la integración de la información se generó el modelo conceptual del funcionamiento hidrodinámico del agua subterránea que comprende el área de estudio.

2.1.2 Simulación del flujo de agua subterránea

Para la elaboración y el seguimiento de las tareas que corresponden a esta etapa se siguió el clásico marco metodológico general adaptado de Zheng y Bennett (1995) que se representa en la Figura 12.

Sobre el modelo conceptual hidrogeológico elaborado se simuló numéricamente el flujo del agua subterránea mediante el código MODFLOW (McDonald y Harbaugh, 1988). Este código es utilizado para el modelamiento de aguas subterráneas en dos o tres dimensiones, basado en diferencias finitas y desarrollado por el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS). MODFLOW simula en régimen estático y/o transitorio un sistema acuífero que puede ser confinado, no confinado o semiconfinado, además se puede realizar la simulación del comportamiento de pozos, drenes, lechos de ríos, evapotranspiración o recarga (USGS, 2019). Se recomienda para el código MODFLOW la interfaz visual denominada VISUAL MODFLOW (Waterloo Hydrogeologic, 2011), la misma presenta funciones adecuadas para exportar e importar gran cantidad de información y permite simular flujo y transporte en sistemas acuíferos.

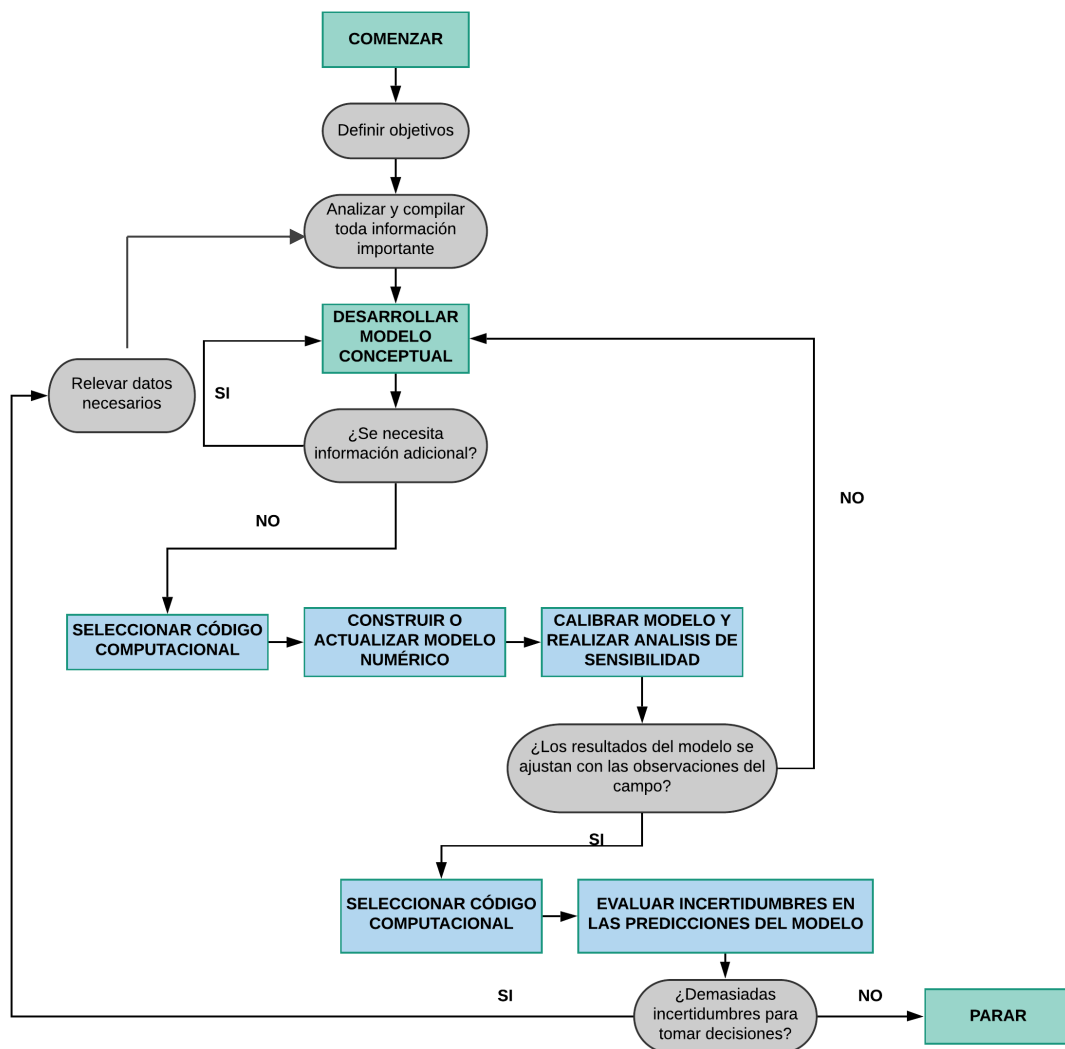


Figura 12. Esquema metodológico del proceso de modelación (Zheng y Bennett, 1995).

MODFLOW trabaja mediante una estructura modular donde varios paquetes similares son agrupados y tanto las opciones específicas como las hidrológicas son independientes para cada grupo, por lo tanto, este diseño modular permite añadir nueva información sin modificar la existente. Los seis paquetes documentados son el Paquete de Pozo (Well Package), Paquete de Recarga (RCH), Borde de Carga Hidráulica general (GHB), Paquete Río (RIV), Paquete Dren (DRN), y Paquete de Evapotranspiración (EVT).

En este trabajo se profundiza la utilización del Paquete Dren (DRN) que simula el efecto de algunas características de los drenes instalados en la Plaza Honda.

Otro *software* utilizado para lograr el proceso de modelación numérica es Global Mapper (Blue Marble Geographics, 2015) que se ejecuta en Microsoft Windows y genera un procesamiento de datos SIG (Sistema de Información Geográfica) que incluye todo tipo de información cartográfica y

de mapa. Otro de los utilizados en esta etapa de modelación es la aplicación denominada Surfer (Golden Software, 2012), la principal función del mismo es convertir de forma eficiente y fácil los datos insertados en mapas y contornos tridimensionales. Con todas las opciones disponibles, se pueden personalizar los mapas con el fin de producir la presentación exacta de lo que se quiere mostrar

Se adjuntan a continuación los iconos identificatorios de los *software* utilizados (Figura 13).



Figura 13. Logos de software utilizados: Visual Modflow, Global Mapper y Surfer

2.2 ÁREA DE ESTUDIO

El área de estudio se encuentra ubicada en el centro oeste de la provincia de Santa Fe (Figura 14), en la ciudad de Rafaela (Figura 15) con coordenadas $31^{\circ}15'$ latitud Sur y $61^{\circ}21'$ longitud Oeste, la misma es cabecera del Departamento Castellanos.

Dentro del área de estudio se va a realizar un análisis hidrogeológico en dos escalas de trabajo que incluye una escala general de la ciudad para comprender la hidrodinámica del agua subterránea y luego el estudio se lleva a cabo en una escala menor que comprende a la plaza Honda (Figura 16) analizando esa zona en profundidad ya que se encuentra afectada por el comportamiento del drenaje existente.

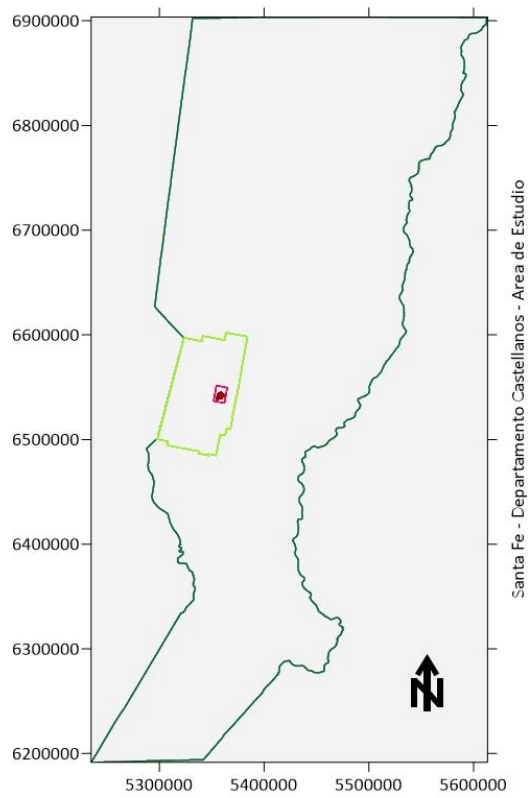


Figura 14. . Localización del área de estudio. Mapa referente a la ubicación del departamento Castellanos en la provincia de Santa Fe.



Figura 15. Mapa referente a la ubicación de la ciudad de Rafaela dentro del Rectángulo Catastral.

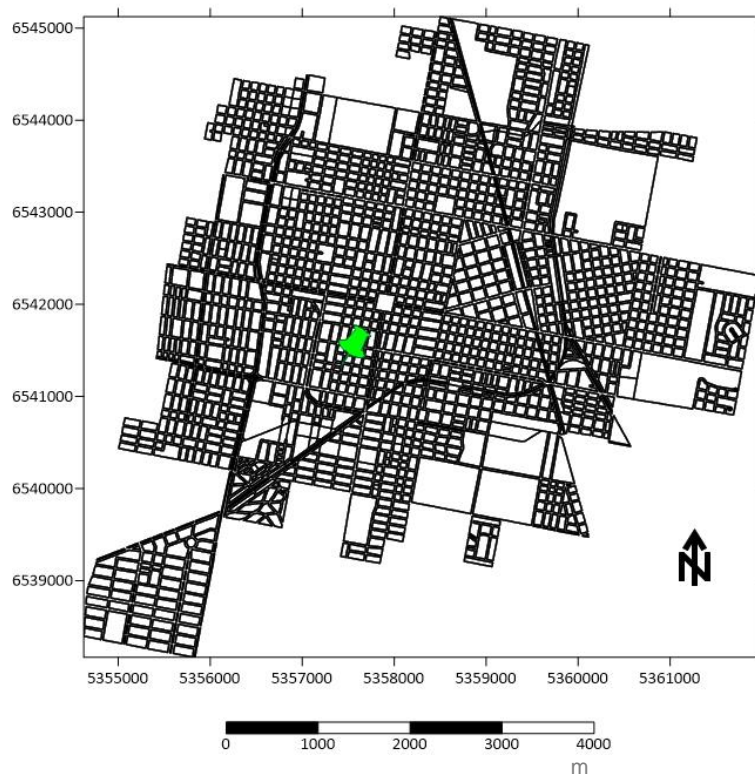


Figura 16. Plano ciudad de Rafaela y localización de la Plaza Honda.

2.3 MODELO CONCEPTUAL

2.3.1 Climatología

El clima de Santa Fe presenta dos gradientes, uno térmico de norte a sur y otro hídrico de este a oeste. Por el régimen térmico el clima puede definirse como templado sin estación fría en el sur y templado y cálido en el norte; y por el régimen hídrico varía de húmedo a subhúmedo de este a oeste (Lewis y Collantes, 1974).

En el presente apartado se considera el análisis de la fitogeografía o geobotánica del área de estudio ya que esta es una disciplina que se dedica a estudiar el ámbito vegetal y su relación con el hábitat teniendo en cuenta el origen de las plantas, su distribución, condiciones climáticas e incluso los suelos (Cabrera, 1976).

La región fitogeográfica en estudio se denomina Región Forestal Espinal y se identifica en la Figura 17 (Cabrera, 1976). El mismo autor subdivide la región en tres distritos según las características principales: Espinal de Ñandubay, sector mesopotámico de clima húmedo; el sector de los Algarrobos, sector central subhúmedo, de transición entre la Pampa y el Chaco; y finalmente, el del Caldén, sector semiárido, de transición en la Pampa y el Monte.

La subregión a la que pertenece la ciudad de Rafaela se denomina Algarrobos (Distrito 2 de la Figura 17), el clima es caracterizado por los cambios repentinos del estado del tiempo y por el aire frío y saturado de humedad que dan lugar a semanas enteras de cielo cubierto, lluvias y temperaturas muy estables facilitados por la acción de los vientos sobre una planicie abierta. La temperatura promedio anual es de 18°C y disminuye hacia el sur, las heladas tempranas se dan en el mes de mayo mientras que las tardías se registran en el mes de agosto y septiembre, fenómeno que se puede extender hasta el mes de octubre. Las lluvias anuales disminuyen desde el noreste al sudoeste desde los 1200 mm a los 900 mm anuales, las medias mensuales mayores ocurren de octubre a abril. Las estaciones más lluviosas son las de otoño y verano y las de menores precipitaciones son invierno y primavera (Matteucci, 2012).

Rafaela presenta un clima templado-cálido y húmedo, las precipitaciones están concentradas en la estación cálida y presentan alta variabilidad interanual. La precipitación media anual en el área varía de Oeste a Este entre 975 (O) mm y 1200 (E) mm (Castignani, 2011).

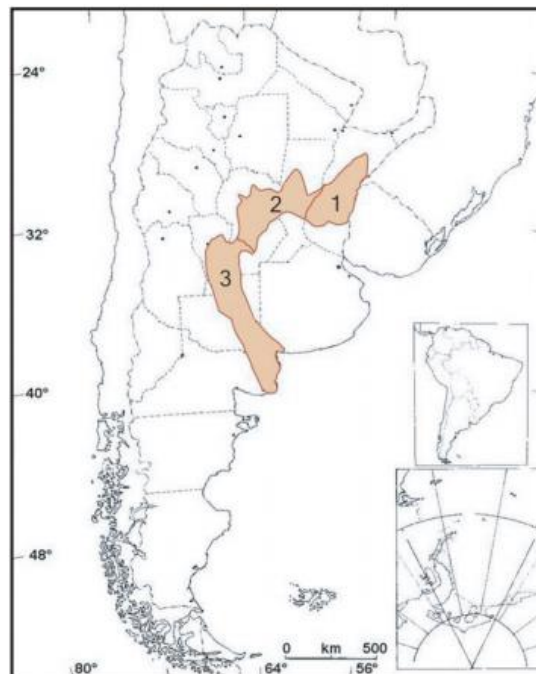


Figura 17. Ubicación de las regiones del Espinal y sus distritos: 1) Distrito del Ñandubay 2) Distrito del Algarrobo 3) Distrito del Caldén. Fuente: Secretaría de Ambiente y Desarrollo Sustentable de la Nación, basado en Cabrera (1976).

2.3.2 Geología

El área de estudio se encuentra emplazada dentro de la región geográfica denominada llanura Chaco-Pampeana a una altura de 100 m.s.n.m. (metros sobre el nivel mar), la misma es una cuenca

de sedimentación que contiene materiales loésicos, lacustres y fluviales cuaternarios (Russo et al., 1979; Boidi, 2003).

Geográficamente la llanura Chaco Pampeana se extiende desde Bolivia y Paraguay (Chaco paraguayo y boliviano) hacia el sur donde se encuentran las tierras bajas del centro-norte de Argentina. Los límites de esta región son al oeste, las Sierras Subandinas de Salta y Jujuy y las Sierras Pampeanas de Santiago del Estero y Córdoba, al sur está delimitada por el Río Colorado, al sudeste por las Sierras Australes de la provincia de Buenos Aires y al este, limita con las sierras de Misiones, la República Oriental del Uruguay y el océano Atlántico. Es importante destacar que la llanura Chaco-Pampeana corresponde a una unidad geomorfológica donde sus límites son imprecisos lo cual genera una difícil delimitación de esta (Figura 18) (Chebli et al., 1999).

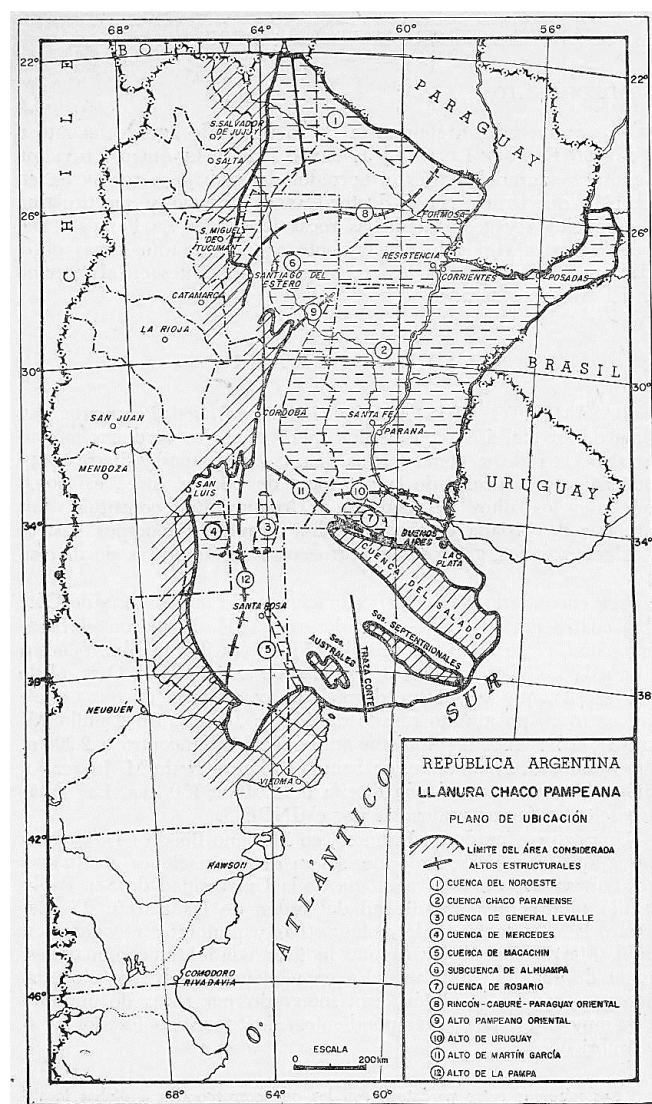


Figura 18. Llanura Chaco Pampeana en la República Argentina. (Chebli et al., 1979).

La Llanura Chaco-Pampeana de Argentina forma parte de una unidad geomorfológica que comprende gran parte de América del Sur. Ocupa en Argentina más de 1.000.000 km² y presenta una altitud que generalmente es inferior a los 200 m.s.n.m. (Chebli et al., 1999). Del área total, 650.000 km² corresponden a la fracción árida denominada Llanura Chaco Pampeana Árida y 350.000 km² pertenecen a la Llanura Chaco Pampeana Húmeda, región donde se ubica el área de estudio del presente trabajo (Auge, 2004).

Esta región, abarcando el clima subhúmedo y semiárido representa una de las áreas sedimentarias más planas de la corteza terrestre debido a que posee una parte muy grande del territorio con pendientes menores a 0.1% (Jobbágy et al. 2008). No obstante, es importante destacar que dicha llanura presenta quiebres de pendiente en sentido NO-SE que se originaron por movimientos tectónicos durante los periodos Terciario y Cuaternario, los mismos se denotan en la modificación del escurrimiento de los ríos (Iriondo, 1991).

Esta cuenca fue cubierta por sedimentos donde en las zonas más profundas llegan a los 4000 m y se tratan de sedimentos mesozoicos que descansan sobre paleozoicos y presenta un basamento cristalino, fracturado y hundido a gran profundidad (Chebli et al., 1999). Los depósitos corresponden a sedimentos fluviales, eólicos y en parte marinos con influencia glaciaria culminando con un relleno de loess de edad cuaternaria superior (Pleistoceno) constantemente afectado por la actividad fluvial en su superficie (Iriondo, 1991).

Profundizando en la geología de la Llanura Chaco Pampeana, el denominado Loess Pampeano que se ubica debajo de la cubierta edafizada y los sedimentos Postpampeanos se caracteriza por ser un sedimento limo arenoso, castaño, de origen eólico y con intercalaciones de tosca (Frenguelli, 1955). No obstante, debido a la magnitud de su extensión geográfica se da lugar a la existencia de otros tipos litológicos como son depósitos arenosos, aluviales, lacustres e incluso acumulaciones salinas que se incrementan hacia las regiones más áridas (Auge, 2004).

Los perfiles estratigráficos desde los 100 msnm a -40 msnm que corresponden a la ciudad de Rafaela se presentan a continuación, los mismos fueron obtenidos de la Hoja Geológica 3160-III Santa Fe, presentada en la Carta Geológica de la República Argentina del Servicio Geológico Minero Argentino [SEGEMAR] en el año 2005.

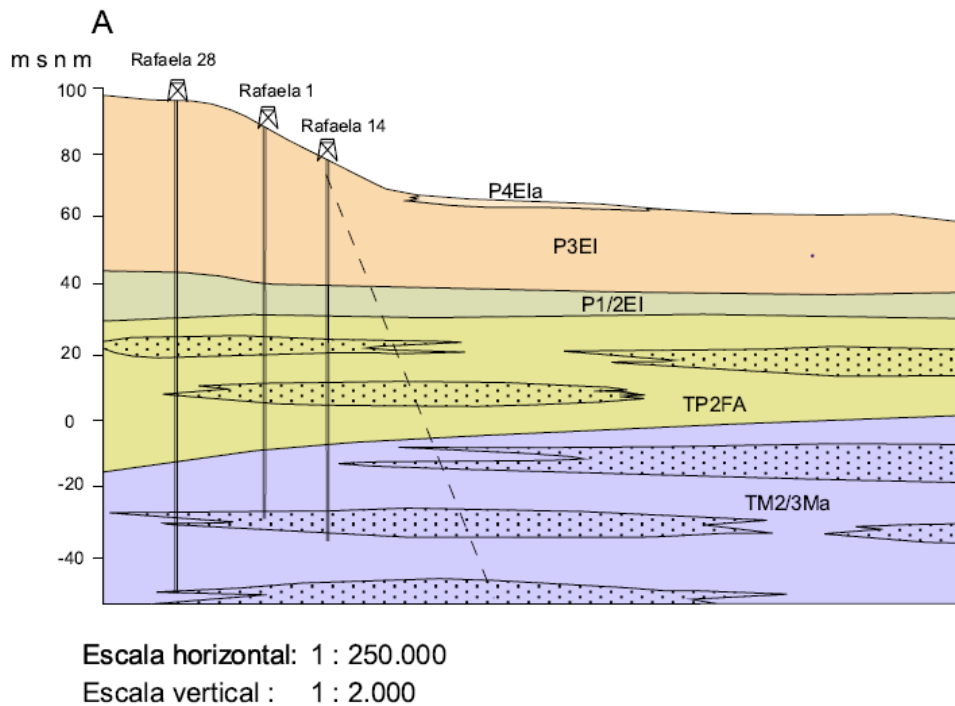


Figura 19. Parte del perfil geológico transversal donde se visualiza la ciudad de Rafaela. Extraído de la Hoja Geológica 3160-III, Santa Fe. (SEGEMAR, 2005)

Las formaciones que se muestran en la Figura 19 son las siguientes:

- **Depósitos loessoides fluvio palustres (P4Ela):** Se encuentra dentro de la Formación Tezanos Pinto, la misma corresponde al Pleistoceno tardío-reciente y está compuesta por limos loessoides producto de una transformación del loess típico, si bien macroscópicamente es igual a este último, tiene bajo contenido de vidrio volcánico y una mayor cantidad de minerales resistentes. Además, se compone de limos y arcillas masivos de color castaño rojizo a castaño oscuro. Su textura es intermedia respecto a la de los ambientes eólicos y pluviales. Esta formación se puede encontrar expuesta, o cubierta por un nivel edafizado (suelo).
- **Depósitos loésicos (P3EI):** Se encuentra dentro de la Formación Tezanos Pinto, la misma corresponde al Pleistoceno tardío-Holoceno temprano y ocupa todo el sector occidental de la provincia de Santa Fe. Está compuesta por depósitos de loess típicos, limos arcillosos con muy escasa arena, color castaño rojizo a amarillento, sin estratificación, friable. Posee escasas a moderadas acumulaciones de tosca de hasta 5 cm de tamaño y de formas diversas. En esta formación son muy abundantes los canaliculos menores a 1 mm de diámetro.
- **Depósitos loessoides (P1/2EI):** Se encuentra en la Formación Hernandarias, Alvear y Rosario, la misma corresponde al Pleistoceno temprano a medio y poseen rasgos litológicos

bastantes diferentes, razón por lo cual recibieron otra denominación, en la provincia de Santa Fe se los conoce como “Formación Rosario” (Iriondo, 1990-1994). Está compuesta por limos y arcillas calcáreas color verde a castaña. En toda su extensión se apoya de manera discontinua sobre las arenas de los depósitos fluviales Pliocenos (TP2FA) o formación Puelches y es cubierta discordantemente por los loess y limos loessoides del Pleistoceno tardío reciente (P3EI y P4EIa).

- **Depósitos fluviales. Pliocenos (TP2FA):** Se encuentra en las Formaciones Ituzaingó y Puelches, la misma corresponde al Pliocenos. En el subsuelo de la provincia de Santa Fe es encontrada en casi todas las perforaciones profundas donde es conocida principalmente como “Arenas Puelches”, aquí el espesor de la unidad es máximo en la franja costera aledaña al río Paraná alcanzando unos 80 m y disminuye hacia el oeste con un mínimo de 15-20 m. Está constituida por arenas muy friables amarillentas a blancas con escasa matriz de finos y frecuentes intercalaciones de lentes con mayor contenido de finos. La textura que presenta indica un origen fluvial a fluvio lacustre para esta unidad.
- **Depósitos marinos. (TM2/3Ma):** Se encuentra en la Formación Paraná, la misma corresponde al Mioceno medio-tardío. En el sector Santafecino de la Hoja Geológica no aflora la formación Paraná y solo se la conoce por unas pocas perforaciones que la atraviesan. Está caracterizada por pelitas (sedimentos acumulados mecánicamente del tamaño del limo o la arcilla) y areniscas masivas verde oliva muy fosilíferas con lentes pelíticos. La proporción de la fracción de arena aumenta considerablemente hacia el este de la provincia, haciéndose dominante.

2.3.3 Hidrología

2.3.3.1 Hidrología urbana: concepto del ciclo hidrológico urbano

La principal consecuencia del crecimiento de las ciudades en relación con el agua es que la demanda de agua potable crece constantemente y por lo tanto también lo hacen las aguas residuales. El crecimiento urbano origina un mayor escurrimiento de las aguas pluviales, por lo que deben ser recolectadas y transportadas a través de sistemas de drenaje para evitar inundaciones, daños a propiedades y suspensión de actividades de la población (Campos Aranda, 2010).

Para entender cuantitativamente lo anterior es necesario analizar el concepto del ciclo hidrológico urbano, el mismo permite tratar tópicos como el clima, la hidrología, el uso del suelo y los aspectos que se relacionan con la ingeniería y la ecología en las zonas urbanas.

Los efectos combinados de la urbanización, la industrialización y el crecimiento poblacional alteran la respuesta hidrológica de las cuencas por lo que el ciclo hidrológico es modificado de manera notable por el abastecimiento del agua potable, el drenaje y la recolección y manejo de las aguas residuales. Esto significa que se trata de un sistema mucho más complejo debido a diversas influencias e intervenciones que ocurren (Campos Aranda, 2010).

En el ciclo hidrológico urbano existen dos fuentes principales de agua que son el abastecimiento de agua potable y la precipitación (Figura 20). Es común que esta agua sea importada o traída desde el exterior de la zona urbana (incluso de otra cuenca) en cantidades variables según las demandas. El agua potable es llevada directamente al área urbana y distribuida en ella ocurriendo pérdidas en este proceso que alimentan las aguas subterráneas, el resto es utilizado por la población y convertido en aguas residuales las cuales finalmente retornarán a las aguas superficiales (canales) luego de ser tratadas. En cambio, la precipitación sigue un recorrido más largo a través del ciclo hidrológico urbano ocurriendo como lluvia, nieve o granizo y está sujeta a pérdidas hidrológicas como interceptación, almacenamiento en depresiones y evapotranspiración. Una parte se infiltra en el suelo contribuyendo a la humedad de este y a la recarga de las aguas subterráneas, otra escurre superficialmente y es conducida a través de sistemas de drenajes artificiales y naturales hasta las afueras del distrito urbano donde terminan en cauces o cuerpos receptores (Campos Aranda, 2010).

Se demuestra de esta forma la conectividad e interdependencia de los recursos hídricos urbanos y las actividades humanas así como la necesidad de tener un manejo integrado.

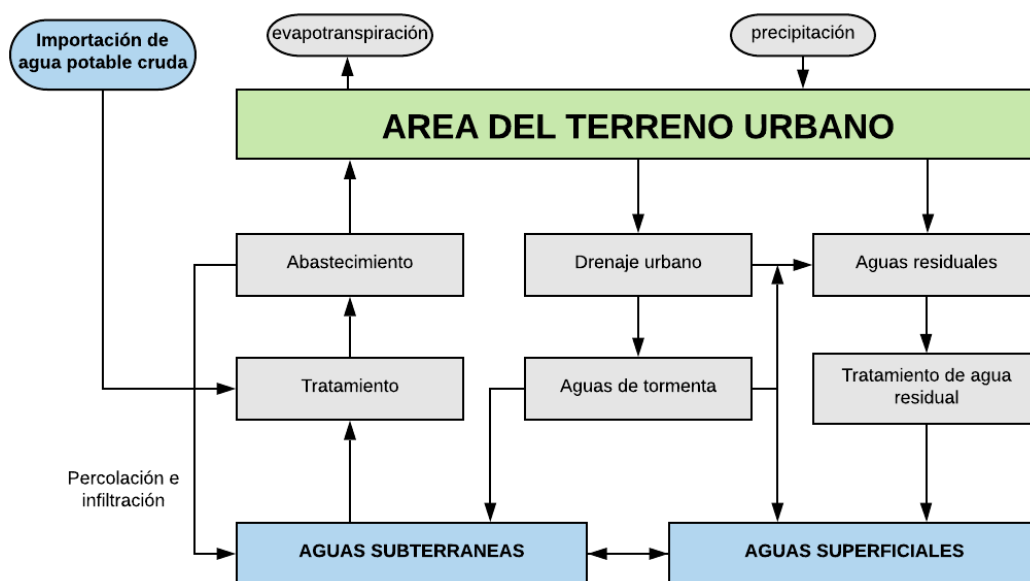


Figura 20. Componentes hídricos principales del ciclo hidrológico urbano y sus interrelaciones. Adaptado de Campos Aranda (2010).

2.3.3.2 Hidrología urbana en la ciudad de Rafaela

A lo largo de su historia Rafaela ha experimentado diversos problemas de drenaje pluvial, los cuales se agravaron en los últimos años como consecuencia de su expansión demográfica y se tuvo que abordar dicha problemática con la implementación de obras de conducción.

En la zona urbana de la ciudad de Rafaela existen dos grandes cuencas que derivan a los canales colectores principales Sur y Norte (Figura 21) que forman parte del tramo superior de la cuenca del Arroyo Las Prusianas y que desembocan luego en el Arroyo Cululú.

La cuenca del Canal Norte se extiende con sentido predominante Oeste-Este, sobre el sector norte de la ciudad y tiene una superficie de 1363,62 Ha (Figura 22 y Anexo I), dicho canal tiene influencia directa sobre catorce Barrios de la ciudad, estos son Güemes, Martín Fierro, 9 de Julio (parcialmente), Fasoli, Guillermo Lehmann, 30 de Octubre, Alberdi, Villa Dominga, Italia, Barranquitas, Nuestra Sra. De Lujan, Monseñor Zaspé, Virgen del Rosario, Mora (Ministerio de Infraestructura y Transporte, 2016).

A consecuencia de ser un caudal de drenaje proveniente de una zona de fuerte desarrollo urbano e industrial, este canal está expuesto a contaminaciones que generan obstrucciones en ciertos tramos de los canales (los principales puntos de contaminación son las obras de arte que los atraviesan como las alcantarillas).

El canal Sur recoge los sistemas pluviales del área suroeste de esta ciudad con una superficie cercana a las 1800 hectáreas, mencionándose por su importancia el Sistema Colector Amancay que por sus características drena el sector Bajo Amancay.

Además de estos canales principales existen otros a cielo abierto que posibilitan un mejor funcionamiento del drenaje pluvial de la ciudad (Figura 23).

La zona se caracteriza por una baja pendiente generalizada con drenaje lento en el sentido suroeste-noreste y el escurrimiento en el área es sensible a la realización de cunetas en caminos, a la obstrucción de estas, al estado de la vegetación, entre otros.

Es importante mantener el comportamiento hidráulico de todo el sistema colector de la ciudad considerando la limpieza integral de los colectores que lo conforman (Figura 24), mantenimiento y/o cambios de alcantarillas para un eficiente funcionamiento de la red de drenaje (Fundación Centro, 2017).

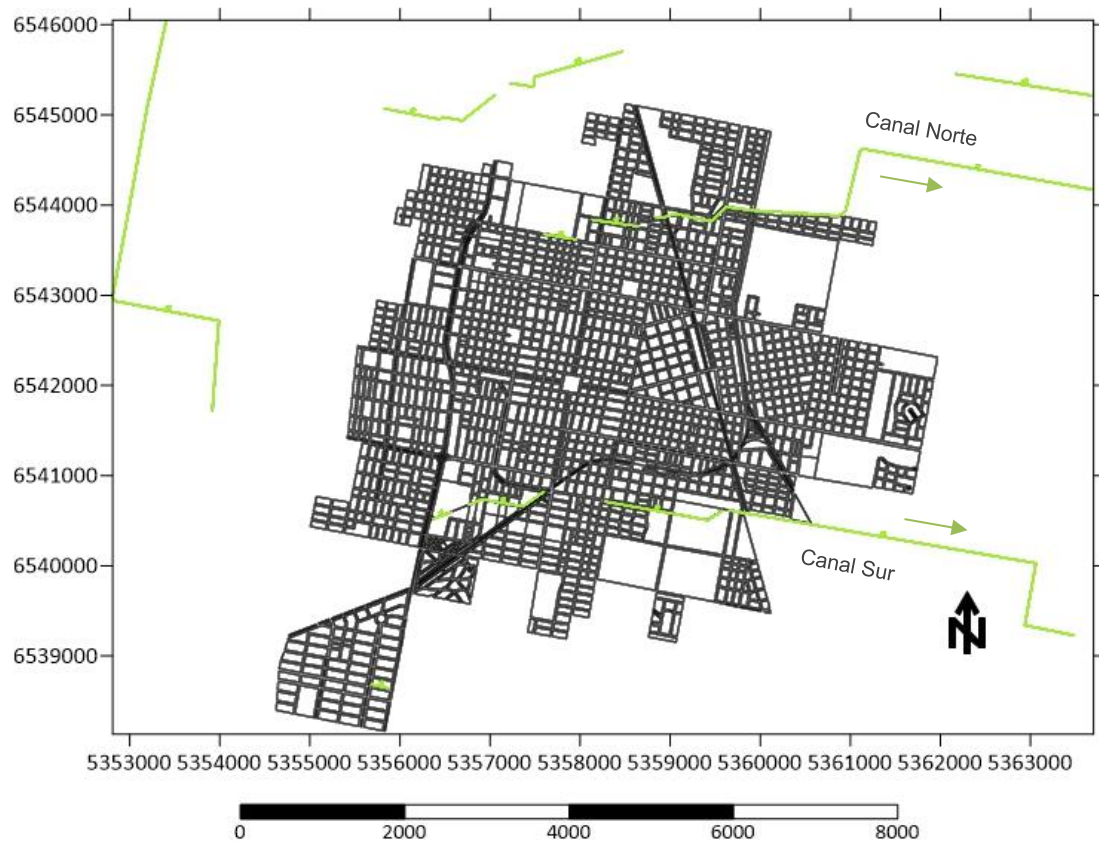


Figura 21. Canales principales de la ciudad de Rafaela.



Figura 22. Áreas de aporte Canal Norte Rafaela. Plano en Anexo I. (Ministerio de Infraestructura y Transporte, 2016)

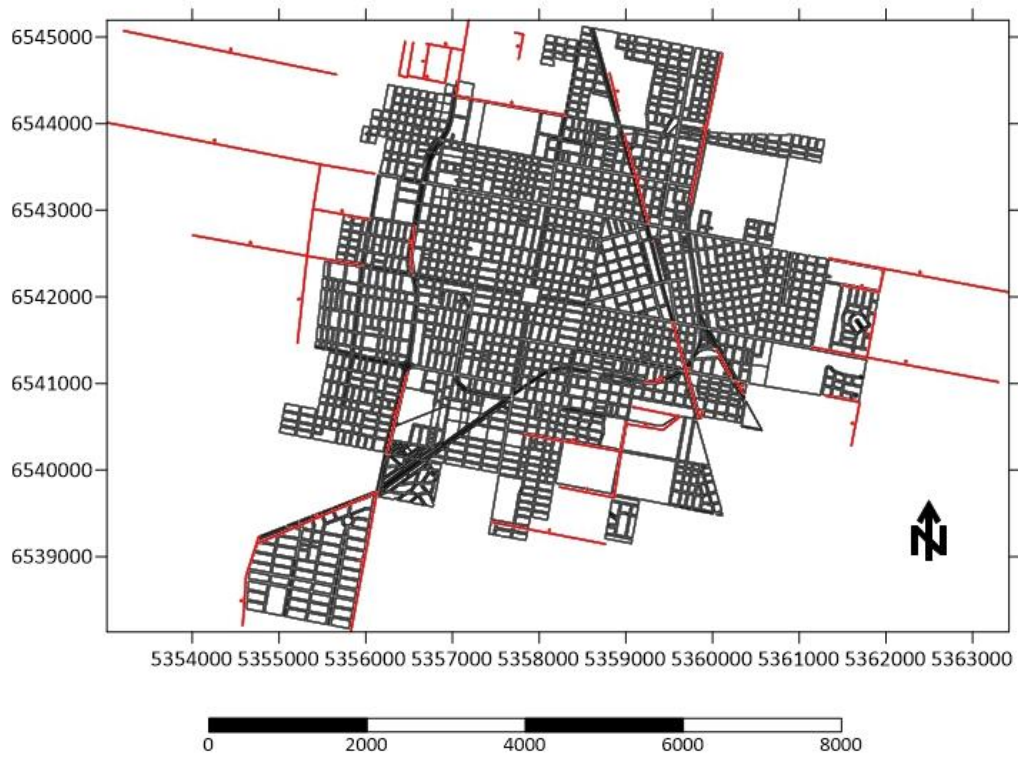


Figura 23. Canales a cielo abierto en la ciudad de Rafaela.

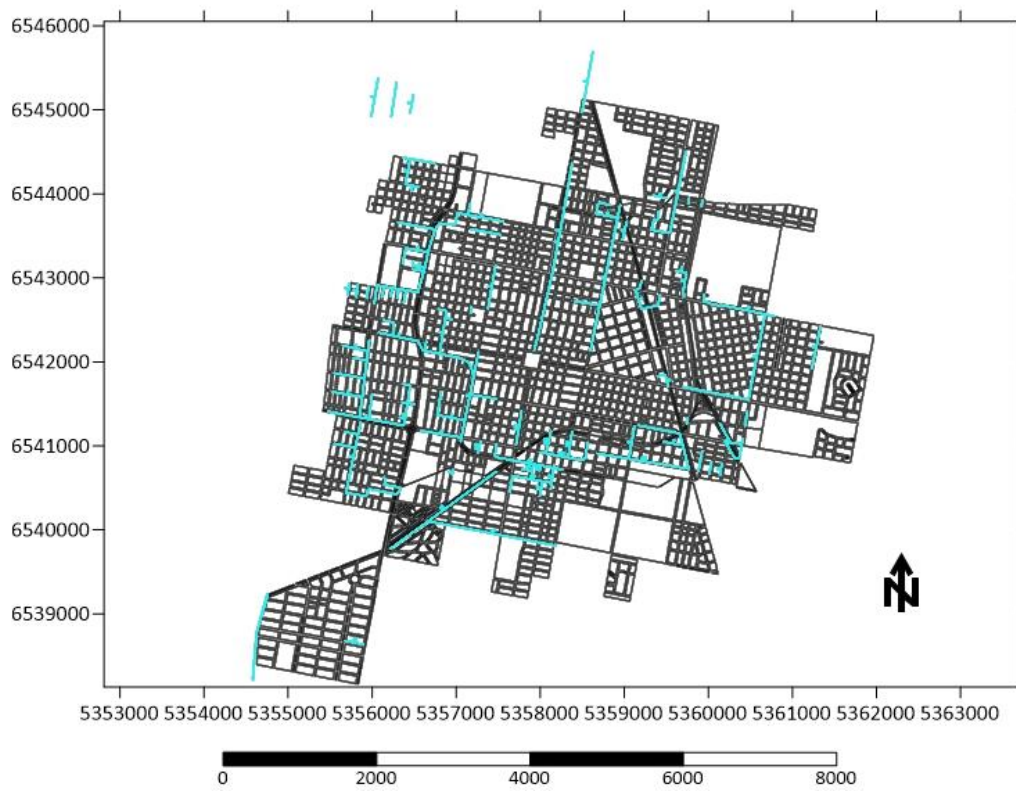


Figura 24. Entubados en la ciudad de Rafaela.

Anexado a todo el sistema de drenaje descrito, la ciudad cuenta con catorce lagunas de retardo las cuales se identifican en la Tabla 4 y Figura 25. Las mismas se tratan de dispositivos de almacenamiento que permiten el retardo del escurrimiento, atenuando el pico de los hidrogramas y posibilitando la recuperación de la capacidad de amortiguamiento perdida por la cuenca debido a la impermeabilización del terreno (Fundación Centro, 2017). En conjunto, todos los sistemas nombrados y estudiados conforman la hidrología urbana de la ciudad de Rafaela (Figura 26).

Tabla 4. Identificación de lagunas de retardo en la ciudad de Rafaela

Identificación	Superficie aproximada (m ²)	Dirección	Barrio
Laguna 1	320.700,00	Santos Dumont - Hipólito Vieytes (Laguna este)	Entre Villa los Álamos, Antártida Argentina y Amancay
Laguna 2	338.400,00	Santos Dumont - Hipólito Vieytes (Laguna oeste)	Entre Villa los Álamos, Antártida Argentina y Amancay
Laguna 3	26.900,00	Av. Antonio Podio-Hipólito Vieytes	Antártida Argentina
Laguna 4	32.700,00	Dr. L. F. Leloir entre M. Quiróz y Corrientes	17 de Octubre
Laguna 5	14.300,00	Alfonsina Storni entre Doris Giuliani y Juana Azurduy	Tierra de Pioneros
Laguna 6	4.800,00	Intendente Muriel a 200 m de Beltramino	Cercano a Loteo Plaza Grande
Laguna 7	4.300,00	Colombia a 200 m de Beltramino	Cercano a Loteo Plaza Grande
Laguna 8	15.800,00	Beltramino y Remedios de Escalada	La Cañada
Laguna 9	3.600,00	Franciso Ramirez y Dean Funes	2 de Abril
Laguna 10	15.500,00	José A. Olivera y Ruta Nacional N°34	Cercano a Los Arces
Laguna 11	10.200,00	Eduardo D'Agostino (a 500 m de Ruta Nac. N° 34)	Los Arces
Laguna 12	35.693,00	Luis Maggi y 25 de Mayo	G. Lehmann
Laguna 13	18.414,00	Cristobal Woodgate y Carrero Podio	Mora
Laguna 14	14.044,00	Joaquín V. Gonzalez y Santiago del Estero	Monseñor Zazpe

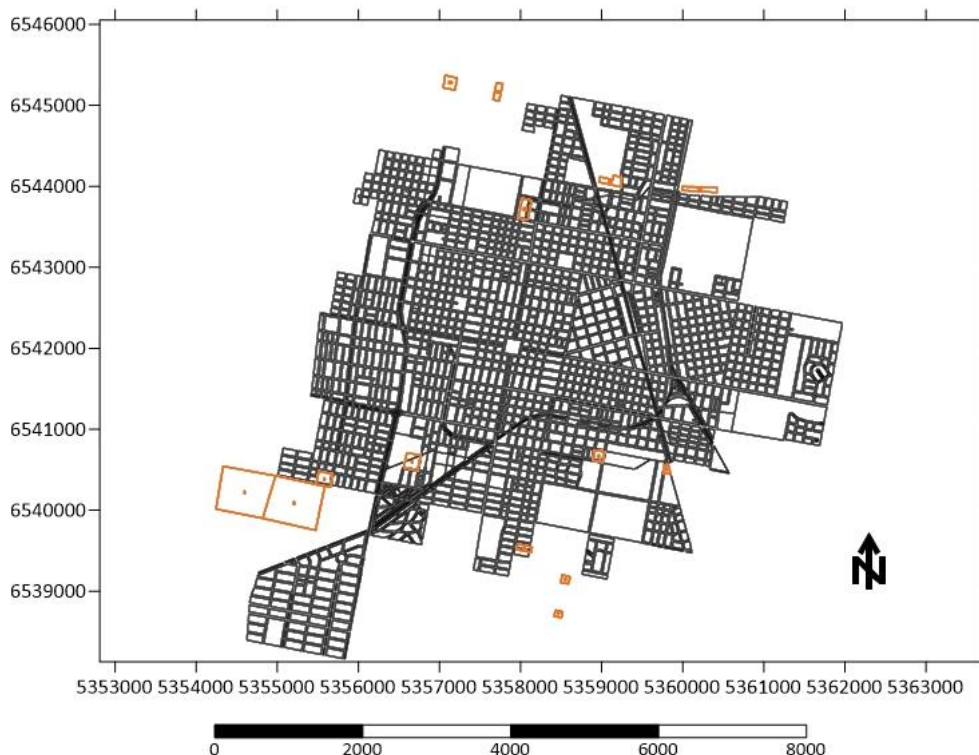


Figura 25. Lagunas de retardo en la ciudad de Rafaela.



Figura 26. Hidrología urbana de la ciudad de Rafaela, donde se identifican: canales principales, entubados, canales a cielo abierto y reservorios.

2.3.3.3 Balance hídrico de la ciudad de Rafaela

El conocimiento del balance hídrico es necesario para definir la falta y excesos de agua en diferentes periodos de tiempo conociendo de esta manera la hidrología de la zona (Ordoñez Galvez, 2011).

En el presente trabajo se recolectaron datos de precipitaciones, evapotranspiración, temperaturas y heliofanía (número de horas de luz) de la estación meteorológica que se encuentra en el INTA Rafaela, dicha información fue fundamental para la realización del balance hídrico, el cual se adjunta en el Anexo II. Cabe aclarar que en este estudio el objetivo principal de dicho balance fue obtener la recarga al acuífero en un periodo de tiempo que transcurre desde el año 1990 al 2019 debido a que la recarga se presenta como un dato de entrada en Modflow, *software* recurrido para el modelo numérico.

Se decide utilizar el año hidrológico ya que el mismo es un periodo continuo de doce meses seleccionados de manera que los cambios en el almacenamiento sean mínimos, este año hidrológico comienza el 1 de septiembre y finaliza el 31 de agosto (Ordoñez Galvez, 2011).

Otra cuestión a considerar es la capacidad que tiene el suelo de almacenar agua dependiendo de sus características y para esto se deben evaluar los límites, es decir la capacidad máxima y mínima de dicho suelo. Para la zona de estudio del presente proyecto se consideraron los valores adoptados por Boidi (2003), el mismo toma un valor de 150 mm como capacidad máxima (el agua añadida en exceso escurrirá superficialmente o en profundidad) y un valor de 50 mm como capacidad mínima.

Las variables principales que se deben tener presentes en el cálculo del balance hidrológico son los datos de evapotranspiración potencial y precipitación ya que a partir de estos valores se prosigue con los parámetros de mayor interés en este proyecto como son el déficit (falta de agua), la recarga y los excedentes (escorrentía).

En cuanto a la precipitación se dispusieron valores diarios de todos los años considerados, los mismos se encuentran disponibles en la base de datos del INTA. Teniendo en cuenta los datos de evapotranspiración, existieron faltantes en años específicos (lapso desde los años 1990 a 1995 y los años 2009 y 2010), no obstante dicho inconveniente se solucionó utilizando el Método de Thornthwaite donde se consideraron datos de temperaturas medias y número de horas de luz para cada mes.

Evapotranspiración

La evapotranspiración es la combinación de los fenómenos de evaporación desde la superficie del suelo y la transpiración de la vegetación, la dificultad de la medición en forma separada de ambos fenómenos obliga a introducir el concepto de evapotranspiración como una pérdida conjunta de un sistema determinado. Thornthwaite (1948) introduce un nuevo concepto, la llamada evapotranspiración potencial (ETP) la cual es la evapotranspiración que se produciría desde un suelo completamente cubierto de vegetación, desarrollado en óptimas condiciones y sin limitaciones de disponibilidad de agua. La cantidad de agua que realmente vuelve a la atmósfera por evaporación y transpiración se conoce con el nombre de evapotranspiración real (ETR). Se evidencia que ETR siempre será menor que la ETP.

A continuación, se detallan el método de Thornthwaite. Este método utiliza como variable primaria la media mensual de las temperaturas medias diarias del aire y con ella se calcula un índice de calor mensual, de acuerdo con la siguiente expresión.

$$i = \left(\frac{t}{5}\right)^{1.514} \quad (8)$$

- i : índice de calor mensual
- t : temperatura media mensual

Luego el índice de calor anual es la sumatoria de los doce índices mensuales del año considerado.

$$I = \sum_1^{12} i \quad (9)$$

Se calcula evapotranspiración sin corregir, ε [mm/día], para meses teórico de 30 días con 12 horas diarias de sol.

$$\varepsilon = 16 \cdot \left(10 \cdot \frac{t}{I}\right)^a \quad (10)$$

Donde t es la temperatura media diaria del mes ($^{\circ}\text{C}$), I es el índice de calor anual y a tiene la siguiente expresión:

$$a = 675 \cdot 10^{-9} \cdot I^3 - 771 \cdot 10^{-7} \cdot I^2 + 1972 \cdot 10^{-5} \cdot I + 0,49239 \quad (11)$$

Finalmente se tiene en cuenta la duración real del mes (d) y el número máximo de horas de sol (n), de acuerdo a la latitud del lugar y se llega a la siguiente expresión:

$$ETP \text{ corregida} = K \cdot \varepsilon = \frac{n}{12} \cdot \frac{d}{30} \cdot \varepsilon \quad (12)$$

Para la evapotranspiración real se considera:

- Si la ETP es menor que la precipitación más el almacenamiento de agua en el suelo, entonces la ETR es igual a ETP:
 $ETP < PP + \text{Almacenamiento} \rightarrow ETR = ETP$
- Si la ETP es mayor a precipitación más el almacenamiento de agua en el suelo, entonces la ETR es igual a la suma de la precipitación y la recarga acumulada:
 $ETP > PP + \text{Almacenamiento} \rightarrow ETR = PP + \text{Recarga}$

Déficit, recarga acumulada y escorrentía

El déficit es el resultado de la diferencia entre la evapotranspiración potencial menos la evapotranspiración real.

- Déficit = ETP – ETR

La recarga se calcula teniendo en cuenta lo siguiente:

- Si la recarga acumulada (mes anterior) más la diferencia entre la precipitación y la ETR es mayor a la reserva máxima (150 mm en este caso), entonces la recarga es igual a la reserva máxima:
 $\text{Recarga acumulada} + (PP - ETR) > \text{Reserva máxima} \rightarrow \text{Recarga} = \text{Reserva máxima}$
- Si sucede lo contrario al apartado anterior, la recarga es igual a la recarga acumulada del mes anterior más la diferencia entre la precipitación y la ETR:

Recarga acumulada + (PP – ETR) < Reserva máxima →

Recarga = Recarga acumulada + (PP – ETR)

Para el cálculo de la escorrentía se considera:

- Si la recarga acumulada más la diferencia entre la precipitación y la evapotranspiración real es mayor a la reserva máxima (150 mm), entonces la escorrentía es igual a la recarga acumulada más la diferencia entre la precipitación y la ETR menos la reserva máxima:

Recarga acumulada + (PP – ETR) > Reserva máxima →

Escorrentía = Recarga acumulada + (PP – ETR) – Reserva máxima

- Si sucede lo contrario a lo anterior, la escorrentía resulta nula:

Recarga acumulada + (PP – ETR) < Reserva máxima → Escorrentía = 0

En el Anexo II, junto con las tablas respectivas al balance hídrico, se encuentran gráficos de líneas de la precipitación, la evapotranspiración potencial y la evapotranspiración real para cada año hidrológico, donde el significado de las áreas entre las líneas es el siguiente:

- Entre ETP y ETR se encuentra déficit.
- Donde PP está por encima de ETR corresponde al almacenamiento en reserva + excedentes.
- Donde ETR está por encima de PP corresponde a la utilización de la reserva del suelo.

2.3.4 Hidrogeología

Toda región que presenta características o comportamientos distintivos en relación con sus aguas subterráneas se la denomina región hidrogeológica, donde los factores con mayor influencia en su comportamiento son los geológicos, geomorfológicos, climáticos y biológicos.

El área bajo estudio se encuentra dentro de una zona denominada Faja de Cañadas Paralelas ya que ésta responde al relieve dominante en la misma (Iriondo, 1987). Las mencionadas cañadas en periodos lluviosos se interconectan drenando parte de los excedentes hídricos, otra parte permanece en las mismas durante periodos prolongados de tiempo, lo que genera una recarga local en dichos puntos al acuífero freático.

Según Auge (2004), otra característica distintiva de la Llanura Chaco-Pampeana son los excedentes y déficit hídricos. Esta condición climático-biológica genera un control que es significativo para el comportamiento hidrogeológico. Por ejemplo, los cambios dados en las profundidades del agua freática.

La mayoría de las zonas urbanas y rurales de la provincia de Santa Fe se abastecen con agua subterránea debido a que existe un escaso caudal de las aguas superficiales, además dichas aguas superficiales pueden presentar una mala calidad a causa de su elevada salinidad o por la contaminación a las que están expuestas.

La descarga del agua subterránea se genera en la mayoría de los ríos, lagunas y bañados, en cuanto a la recarga ocurre en las zonas altas de la región donde en general el agua es de mejor calidad, ya que aumenta su contenido de sal con el sentido del flujo (Auge, 2004).

En la Región Pampeana las unidades hidrogeológicas más aprovechadas son los acuíferos Pampeano y Puelche. El Acuífero Pampeano se extiende en las zonas que componen la Llanura Chaco-Pampeana Árida y la Llanura Chaco-Pampeana Húmeda ocupando un 37% del área total del territorio argentino. En cambio el Acuífero Puelche solo se presenta en la Llanura Chaco-Pampeana Húmeda (Génova, 2011).

Estos acuíferos están contenidos en las unidades geológicas Postpampeano, Pampeano y Arenas Puelches. En la unidad Postpampeano dominan formaciones jóvenes en los que predomina granulometría fina como limos, arcillas y arenas finas que dan lugar a acuíferos libres o también llamados niveles freáticos ubicados a continuación del estrato edafizado, cercanos a la superficie, de escaso espesor y poco potentes debido a su bajo caudal (Auge, 2004). En la sección inferior de la formación Postpampeana se ubica el Acuífero Pampeano, el mismo tiene espesores que varían entre 0 y 120 m y está ubicado entre los 10 y 50 m de profundidad respecto al nivel del mar. Su litología está formada por limos arenosos y arcillosos castaños los que se conocen como loess pampeano con intercalaciones calcáreas, se comporta como acuífero libre en la parte superior y a mayor profundidad pasa a ser semilibre o semiconfinado. El agua contenida en esta formación posee baja salinidad y los caudales son adecuados para la mayoría de los usos. Inmediatamente debajo del Loess Pampeano se emplaza una secuencia arenosa de origen fluvial denominada Arenas Puelches conformadas por arenas sueltas, finas y medianas con presencia de arenas más gruesas en la parte superior (Santa Cruz, 1972). Esta unidad contiene al Acuífero Puelche con un carácter semiconfinado, cabe destacar que este acuífero tiene excelentes características de aprovechamiento para la provincia de Santa Fe ya que su espesor varía desde 30 a 60 m y presenta en su extensión buena calidad y productividad del agua subterránea (Génova, 2011).

2.3.4.1 Antecedentes de ascenso de niveles freáticos en la ciudad de Rafaela

En los primeros años de la década del '70 debido a la escasa pendiente del terreno, a la falta de una red de drenaje adecuada y al cambio climático regional con los incrementos del ciclo húmedo y las precipitaciones, en la ciudad comenzaron a registrarse los principales aumentos del nivel

freático. Dicho ascenso del nivel freático puede provocar en las ciudades los siguientes impactos negativos (Boidi, 2003):

- Daños en la infraestructura vial
- Imposibilidad de evacuar líquidos cloacales a pozos negros o lechos filtrantes
- Peligro de transmisión de enfermedades, por la presencia del nivel freático elevado (contaminado por líquidos cloacales)
- Colapso del suelo por aumento del contenido de humedad, con el consiguiente asentamiento y daño de edificaciones

El mencionado hecho hidroclimático comprendió todo el tejido urbano y zonas aledañas de la ciudad de Rafaela, abarcando una superficie aproximada de 30 km². Según la topografía que muestra la zona urbana, los barrios más afectados fueron Los Nogales, Amancay, Villa del Parque, Villa Podio, Italia, Barranquita, Luján, Malvinas e Independencia (Figura 27).

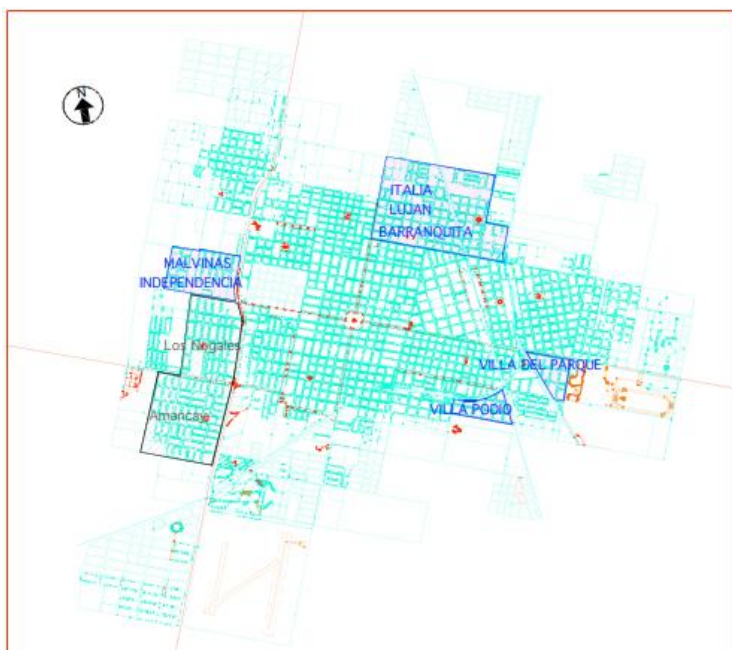


Figura 27. Zonificación urbana de barrios afectados. Fundación Centro (2017).

Ante la problemática existente, a fines del año 2001 la Municipalidad solicitó asistencia técnica a lo que hoy es el Ministerio de Asuntos Hídricos de la Provincia de Santa Fe y la alternativa adoptada para deprimir los niveles freáticos consistió en el abatimiento mediante bombeo de pozos, los cuales conforman un campo de bombeo generando una depresión de los niveles piezométricos. Se solicitó información al Municipio acerca de esta situación consultando sobre la existencia freatímetros y puntos de bombeos instalados en la ciudad de Rafaela y la respuesta de los representantes técnicos fue que desde hace años la ciudad no tiene instalados freatímetros ni bombas depresoras, por lo tanto se confirma la inexistencia de información acerca del trabajo realizado en el año 2001.

Con la finalidad de que el presente trabajo se asemeje a la realidad hidrogeológica de la ciudad de Rafaela, se solicitó información a empresas para verificar si se realizan bombeos de agua subterránea. Se investigó acerca de los pozos de bombeos colocados por Aguas Santafesinas S.A. [A.S.S.A.] donde se obtuvo el consumo diario de agua en la ciudad el cual es de 35.000 m³/día, la misma se extrae mediante dos fuentes, una de ellas se trata del acueducto que comparte Rafaela con la ciudad de Esperanza (extracción del acuífero Puelche) del que se obtienen aproximadamente 2.000 m³/h y se bombean 1.150 m³/h a una cisterna que reserva hasta 10.000 m³. El tratamiento que se le otorga al agua de esta fuente es una cloración con hipoclorito de sodio.

Además, la ciudad cuenta con plantas de ósmosis inversa de aproximadamente 450 m³/h que constan de 11 perforaciones ubicadas en la zona sur de Rafaela (Figura 30), estos pozos de bombeo tienen una profundidad entre 104 m y 125 m y se extraen de cada uno 80 m³/h mediante bombas sumergibles de 90 m³/h, 100 m de altura manométrica y con un motor de 40 HP. Las mismas están ubicadas a 60 m debajo del nivel del suelo y poseen filtros desde los 85 m hasta los 105 m de profundidad (en las arenas gruesas más permeables). Al agua se le realiza una cloración para luego bombearla y distribuirla hacia la ciudad con caños de 600 mm y 400 mm de diámetro. Estas plantas de ósmosis inversa presentan un rechazo del 35%.

A.S.S.A. también brindó datos relevantes acerca del sistema cloacal en la ciudad de Rafaela. En la actualidad existen once estaciones cloacales, las cuales se encuentran todas trabajando en forma automática. En los barrios que no poseen el servicio se acercan los camiones atmosféricos y lo descargan en la planta. El porcentaje de servicio de cloacas en la ciudad es del 80%.

Como respuesta a esta solicitud de información realizada, la empresa SODECAR, industria frigorífica localizada al norte de la ciudad, brindó la información que se detalla a continuación:

- Número de perforaciones para bombeo de agua subterránea: 3
- Profundidad de perforaciones y bombas sumergibles: 45 m
- Caudal de extracción de cada bomba: 300 m³/día
- Ubicación de las perforaciones: Planta de producción

Cabe destacar que del total de empresas a las que se les pidió información solo se obtuvieron respuestas y datos requeridos de A.S.S.A y SODECAR.

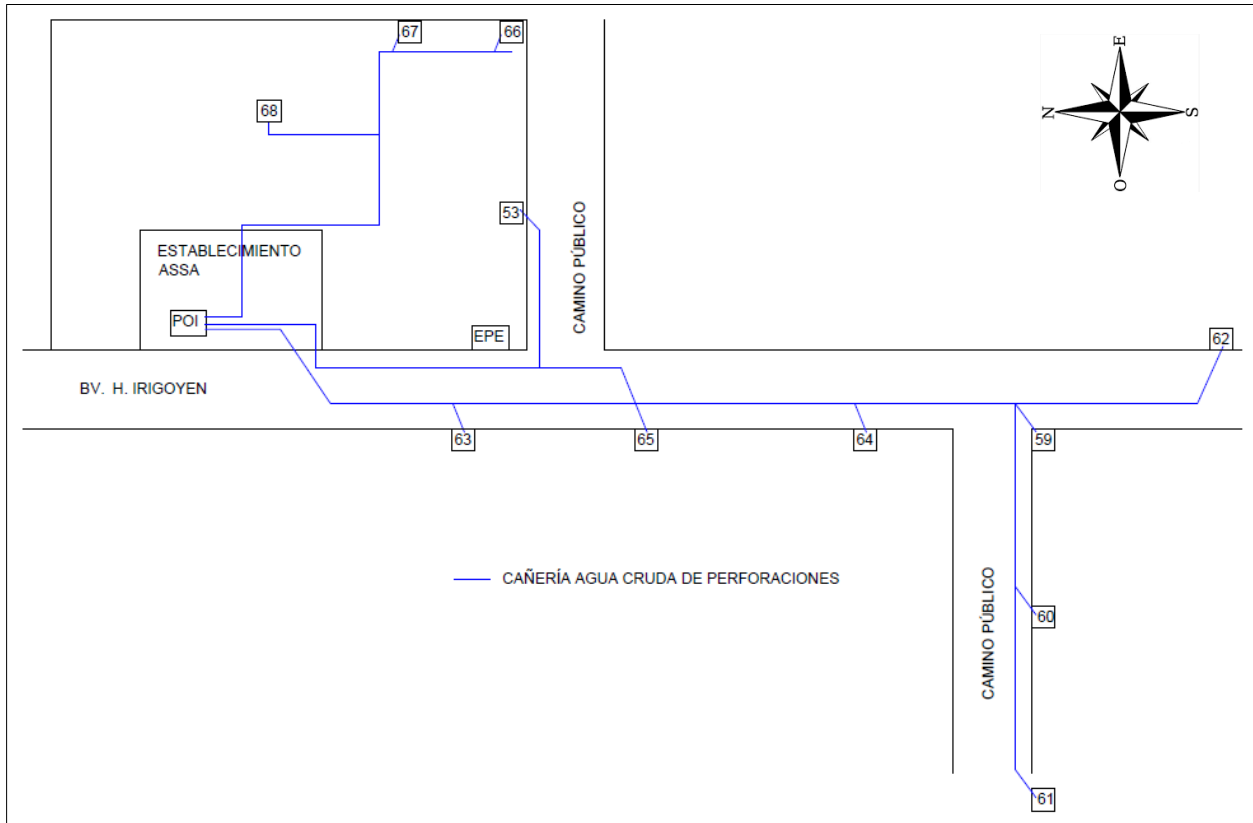


Figura 28. Esquema con ubicación de perforaciones de bombeo de agua en la ciudad de Rafaela.

2.3.4.2 Abastecimiento de agua potable en la ciudad de Rafaela

Para abastecer a la población de agua potable, la ciudad de Rafaela importa desde la ciudad de Esperanza agua que se extrae desde el Acuífero Puelche a través de 19 perforaciones que van de 34 a 40 m de profundidad existentes en el campo de captación ubicado en el área rural de dicha ciudad. Esta agua se transporta a través de un acueducto de aproximadamente 60 km de extensión hasta la cisterna correspondiente de la ciudad de Rafaela, contando en su recorrido con dos estaciones de rebombeo. El caudal promedio importado es de 24.000 m³/h. Respecto a la potabilización, en primera instancia el agua extraída se desinfecta en la planta de bombeo del acueducto y al llegar a la cisterna de la ciudad de Rafaela esta desinfección se complementa según parámetros preestablecidos y se distribuye a un 96,7% del total de la población (Fundación Centro, 2017).

En la actualidad, se encuentra en ejecución la construcción del acueducto Desvío Arijón que captará agua del Río Coronda beneficiando a la ciudad de Rafaela y a otras localidades, llegando de esta manera a más de 300.000 habitantes con agua de calidad para consumo humano. Además de la obra de captación y distribución, en cada localidad el sistema contempla la ejecución de una estación de bombeo para sostener la presión del agua y una cisterna o centro de distribución.

2.3.4.3 Dinámica del nivel freático: zonas de recarga, descarga y sentido de escurrimiento

Boidi (2003) afirma que la napa freática se recarga principalmente al Oeste y Suroeste de la ciudad de Rafaela. La zona de recarga comprende a zonas altas, bien drenadas y cultivadas donde el nivel freático permanece relativamente profundo (a más de 3 m). Esta área de la ciudad cuenta con muy baja pendiente (del orden de 30 cm/km) y si existe descarga, la misma sucede por evapotranspiración. La descarga se produce principalmente por escurrimiento subterráneo hacia el Este y en menor medida por los canales Norte y Sur, en función de los niveles freáticos. Cabe destacar que al Este de la ciudad la zona es plana con anegamientos frecuentes que provocan una importante descarga por evapotranspiración del agua subterránea. Como conclusión a lo anteriormente descrito, el sentido de escurrimiento del agua subterránea en la ciudad se origina desde el Oeste hacia el Este.

A continuación, en la Tabla 6, se indican diferentes valores del coeficiente de permeabilidad (K) que van entre 1×10^{-5} m/s y 1×10^{-6} m/s según distintos estudios y autores. Algunos de los valores son deducidos en función del ensayo de bombeo del departamento de Estudios y Proyectos (EyP) de la provincia de Santa Fe y otros de un estudio de drenaje realizado en el cementerio Parque Colonial.

Tabla 5. Valores de K según distintos estudios y autores. Adaptado de Boidi (2003).

FUENTE - MÉTODO	PROFUNDIDAD (M)	K (M/S)
A y E - Método Van Beers	2	1,94 e-06 / 2,20 e-06
A y E - Método Van Beers	4	1,36 e-05 / 1,28 e-05
A y E - Bombeo pozo gran diámetro	4	1,15 e-05
Acuña - Estimación	0 - 3	1 e-05 / 1 e-06
Acuña - Estimación	3 a 25	1 e-05 / 1 e-06
E y P - Ensayo bombeo* (en pozo exDiPOS)	0 - 30	5,5 e-06 / 7 e-06
Díaz/Felizia - Método inv. Del sondeo - Porchet**	0,50 a 3,50	1,91 e-006
Díaz/Felizia - Método inv. Del sondeo - Porchet**	6,5	2,09 e-005
Terzaghi - Valores medios para suelos limosos		1 e-06 / 1 e-08
Boanich - valores medios en el pampeano	0 - 52	2 e-05 / 1 e-06

* Valores K deducidos en función del ensayo de bombeo de EyP.

** Estudio drenaje cementerio Parque Colonial.

En la Tabla 7, se indican los valores de los coeficientes que caracterizan al flujo subterráneo adoptados en el presente proyecto: Gradiente (i), coeficiente de permeabilidad (K), porosidad efectiva, velocidad de Darcy y velocidad real, en esta tabla se consideraron los valores de gradiente y porosidad efectiva de Boidi (2003).

Tabla 6. Valores característicos al flujo subterráneo adoptados en el presente trabajo.

DETALLE	VALOR	UNIDAD
Gradiente	3,60	m/km
K adoptado	1,50	m/día
Porosidad efectiva	0,16	
V Darcy	1,97	m/año
V real (V Darcy / Porosidad efectiva)	12,32	m/año

2.3.4.4 Niveles freáticos en la ciudad de Rafaela

Los niveles freáticos de la ciudad se obtuvieron de valores medidos en los piezómetros por EyP en el año 1991 donde se encuentran las curvas equipotenciales de los niveles freáticos, direcciones de escurrimiento y curvas de iso-profundidad, estos datos son extraídos del trabajo realizado por Boidi (2003).

Las mediciones logradas en 1991 se localizaron en una zona específica de la ciudad, las líneas que unen los puntos de igual cota de nivel freático se muestran en la Figura 31. Para el presente estudio se considera el Rectángulo Catastral en el que se encuentra la ciudad de Rafaela, por lo tanto fue necesario indicar nuevos puntos de referencia (Figura 31) y de esta manera lograr generar una extensión de las isolíneas que representan los niveles estáticos del agua subterránea. Los valores de los nuevos puntos de referencia fueron estimados utilizando los datos de la profundidad de la napa freática del INTA Rafaela y las cotas geográficas en cada punto obtenidas del archivo Ráster de la ciudad. Para el cálculo se realizó la resta entre la cota geográfica y el promedio de las profundidades del nivel freático del año 1991. El paso siguiente fue guardar el archivo de los puntos mencionados y observar los valores máximos y mínimos del eje "x" y eje "y". Toda esta información (puntos medidos por EyP, puntos estimados en este trabajo, valores máximos y mínimos del rectángulo catastral) se volcó en el *software* Surfer, en el cual se realizó la extensión de las isolíneas del año 1991 (Figuras 32, 33, 34 y 35).

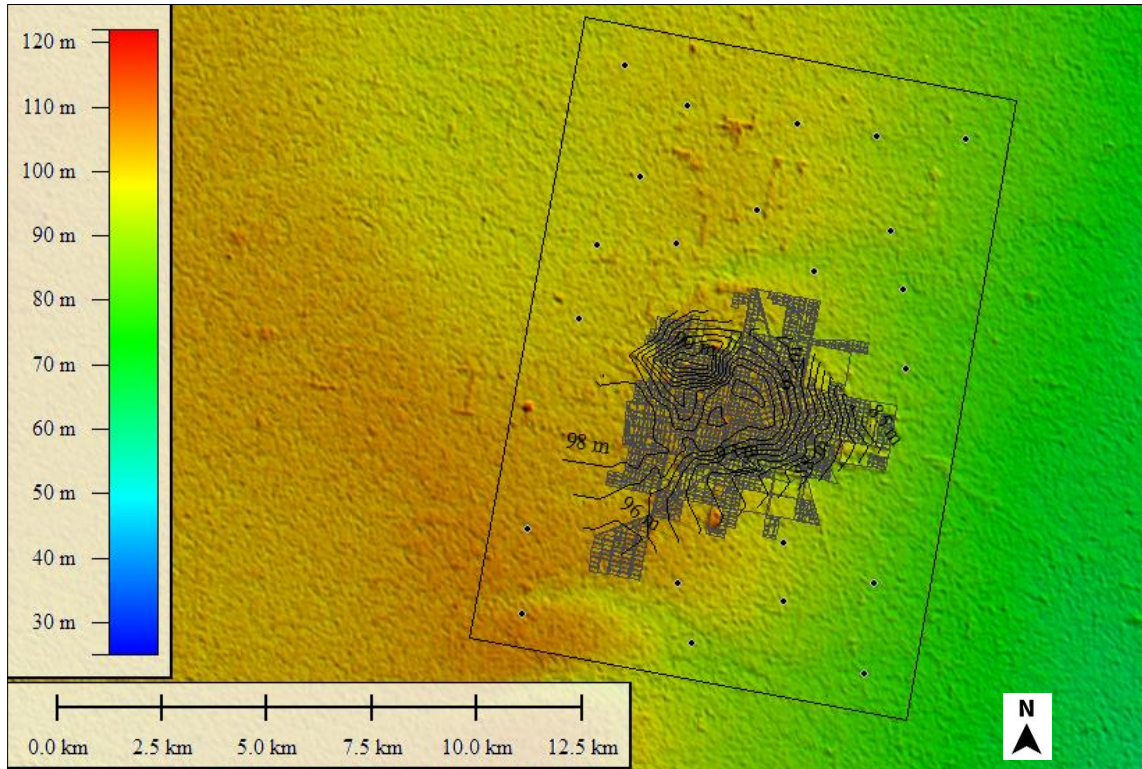


Figura 29. Líneas del nivel estático medidas por EyP del año 1991 y localización de nuevos puntos de referencia dentro del Rectángulo Catastral Rafaela.

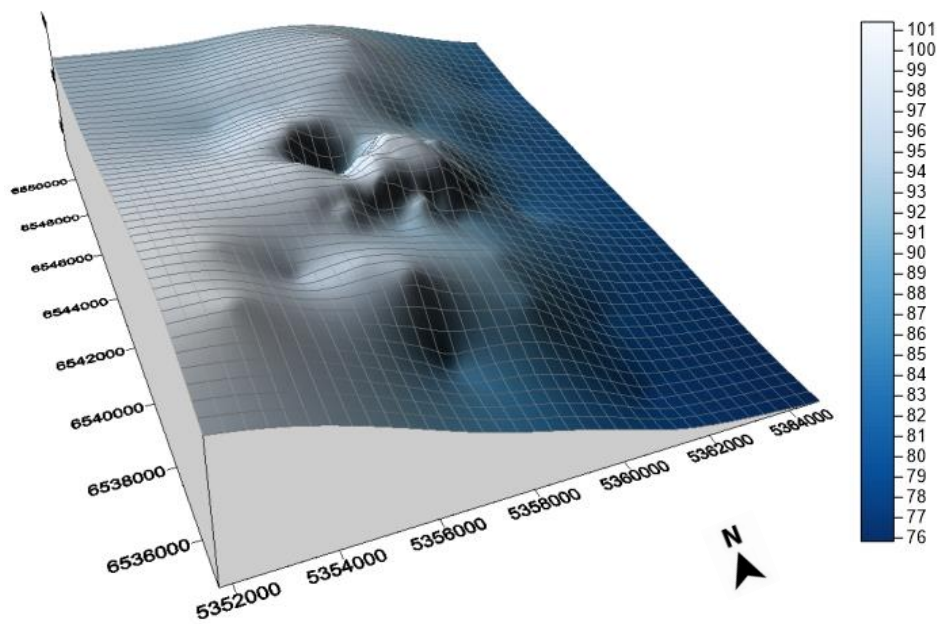


Figura 30. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 1991. Software: Surfer.

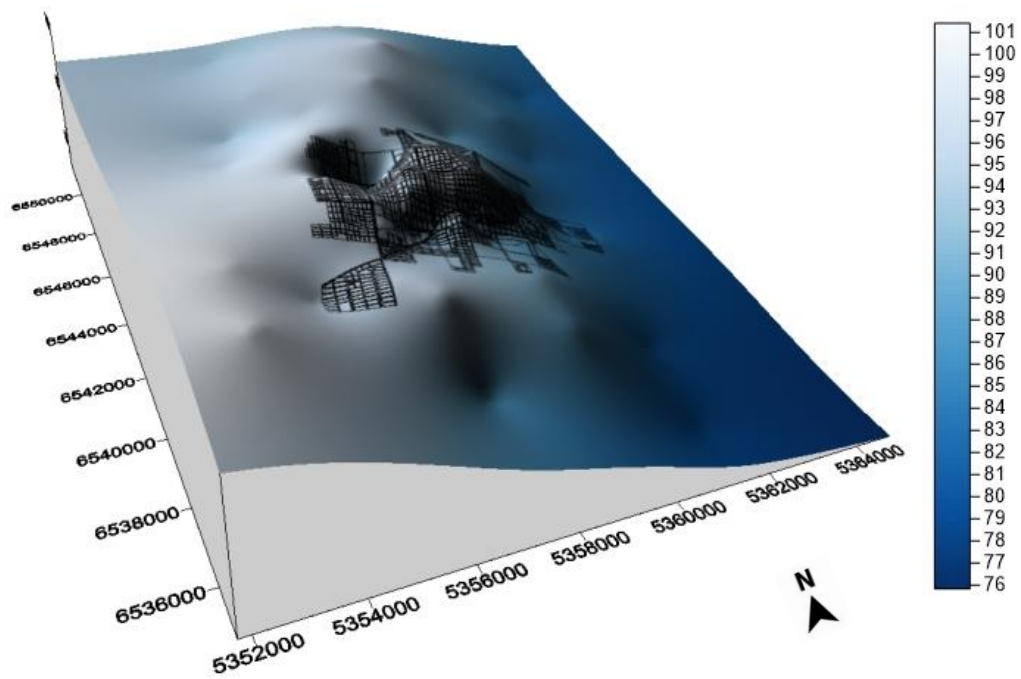


Figura 31. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de Rafaela, año 1991. Software: Surfer.

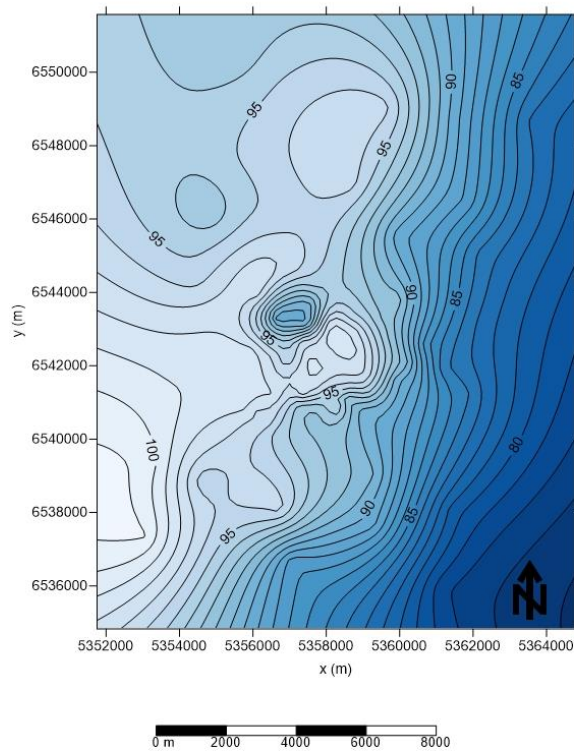


Figura 32. Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 1991. Software: Surfer.

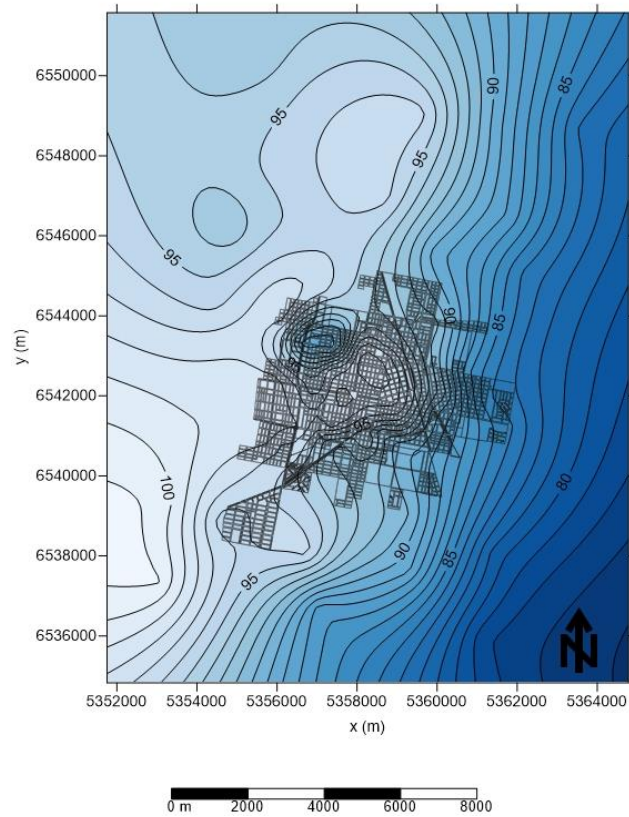


Figura 33. Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de la ciudad de Rafaela, año 1991. Software: Surfer.

En el presente trabajo se realiza el modelo conceptual y numérico del año 2019 por lo que se deben estimar los valores para dicho año por lo que, como complemento al estudio, primeramente se realizó un análisis estadístico del comportamiento de las fluctuaciones de los niveles freáticos en el cual se realizó la diferencia de la profundidad de la napa de los doce meses entre los años 1991 y 2019 (datos obtenidos del INTA Rafaela) y donde se verificó un aumento sostenido del nivel freático. Posteriormente se realizó el promedio de dicha diferencia y se consideró la campana de gauss y el desvío estándar. El resultado fue que la napa ascendió $2,09 \text{ m} \pm 0,62 \text{ m}$ (con un máximo de 2,71 m y un mínimo de 1,47 m). Por lo tanto, se utilizaron estos valores como complemento a los valores medidos en campo para estimar las isolíneas de las cotas de los niveles estáticos del agua subterránea para el año 2019 (Figuras 36 y 37). En dichas figuras y en la modelación en tres dimensiones (Figuras 38 y 39) se puede confirmar que la zona oeste de la ciudad cuenta con muy baja pendiente y constituye un área de recarga, los niveles freáticos se encuentran muy cercanos a la superficie. La descarga se produce principalmente por escurrimiento subterránea hacia el este y en menor medida por los canales norte y sur, en función de los niveles freáticos. El aumento de la profundidad de los niveles freáticos que se muestra en las figuras se justifica debido a que Rafaela se encuentra al límite de un bloque tectónico denominado Bloque Elevado de San Guillermo, debido a esto se observa la variación de niveles en sentido oeste-este.

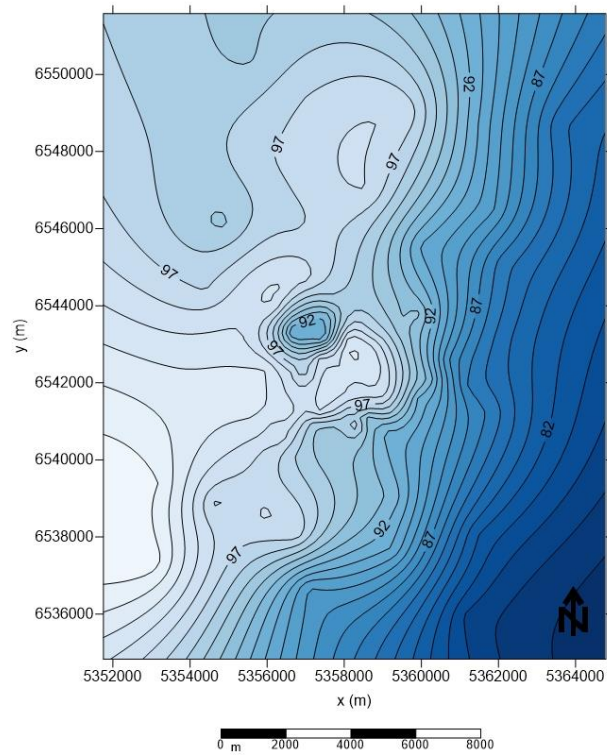


Figura 34. *Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 2019. Software: Surfer.*

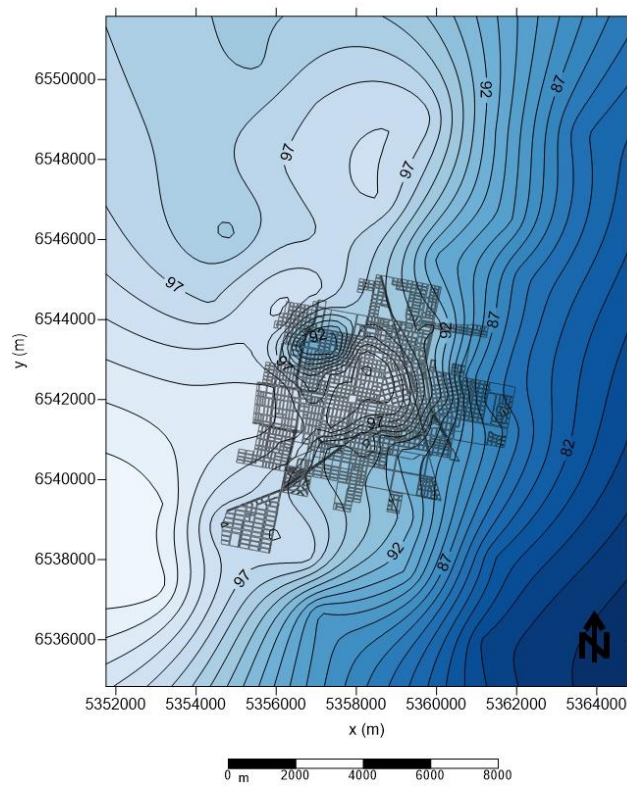


Figura 35. *Isolíneas del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de la ciudad de Rafaela, año 2019. Software: Surfer.*

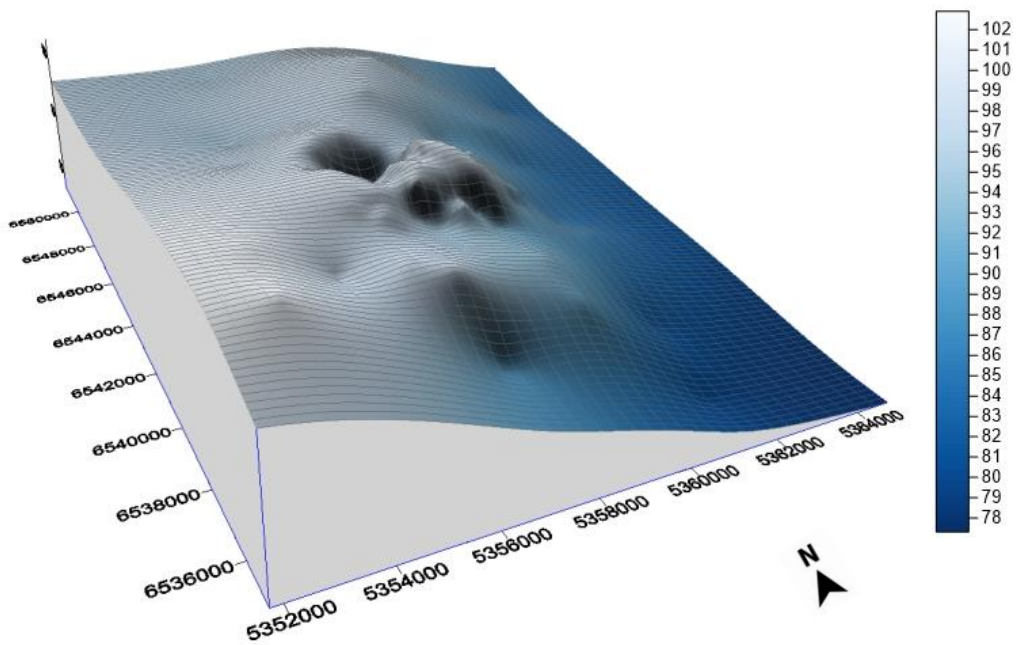


Figura 36. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral Rafaela, año 2019. Software: Surfer.

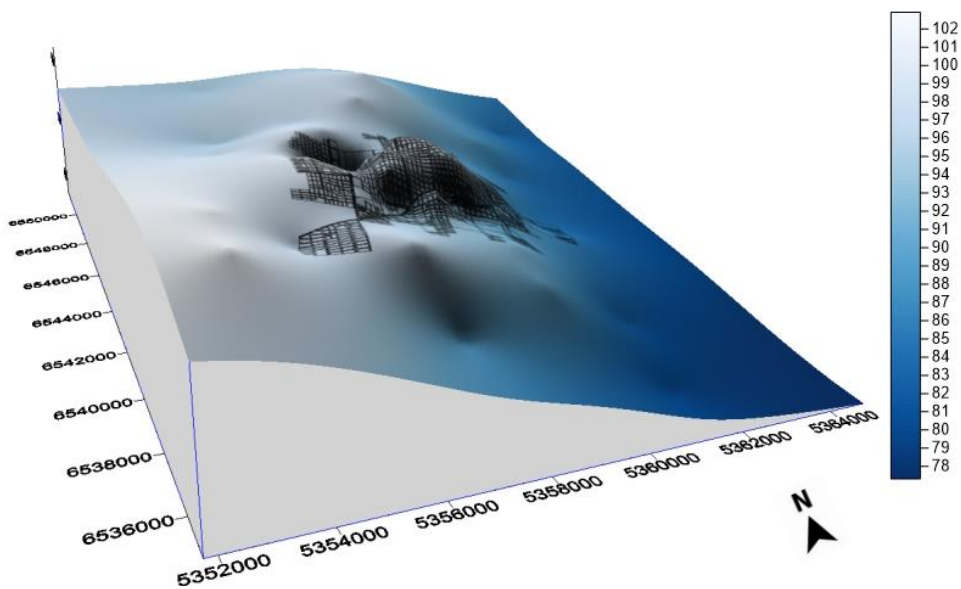


Figura 37. Modelado en 3 dimensiones del nivel freático estimado para el Rectángulo Catastral y ubicación de Rafaela, año 2019. Software: Surfer.

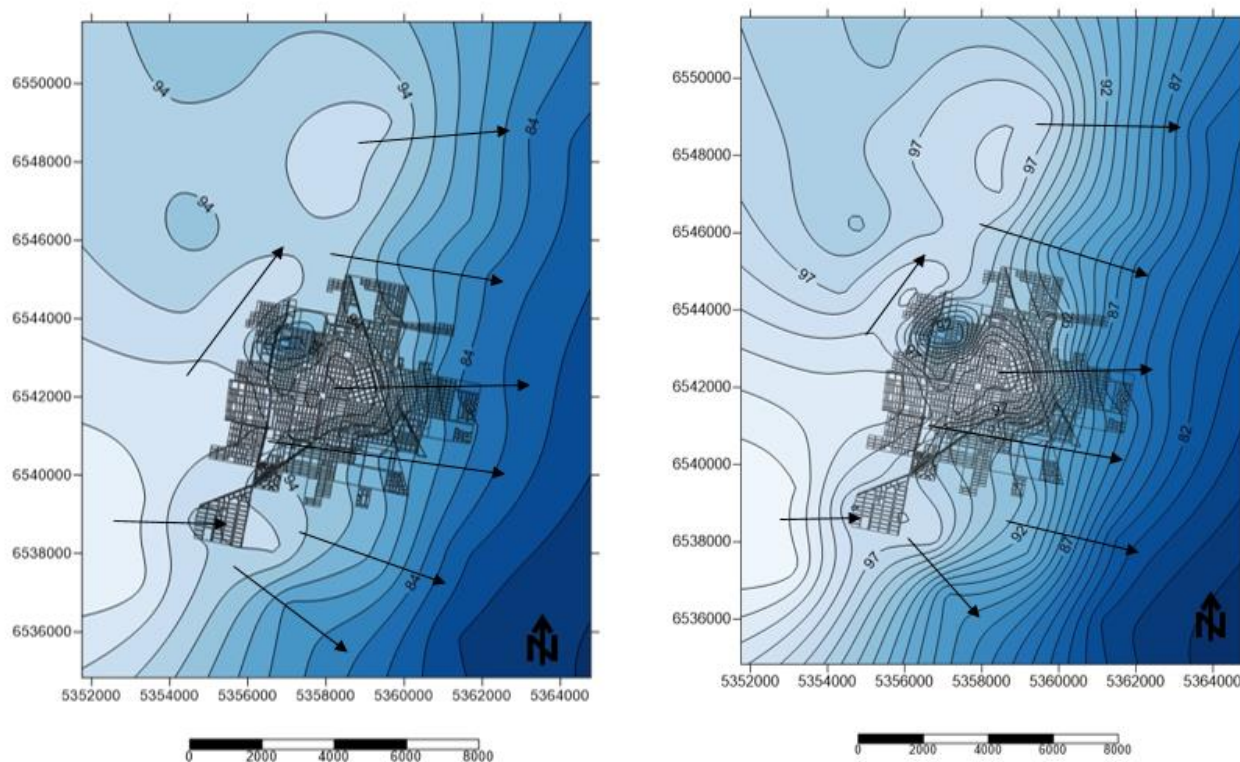


Figura 38. Mapa isolíneas 1991 (izquierda) y 2019 (derecha) de la ciudad de Rafaela.

Claramente se puede observar en la Figura 40 que los patrones de flujo de agua subterránea se mantienen en el tiempo de acuerdo a la estadística realizada y a las observaciones verificadas en campo, siendo la altura potenciométrica del borde de entrada (Oeste) 97 msnm y la altura potenciométrica del borde de salida (Este) 85 m.s.n.m.

2.3.4.5 Resumen de parámetros característicos del modelo conceptual hidrogeológico

El sistema estudiado se compone de flujos de entrada y flujos de salida, considerando como entradas a la recarga (calculada en el balance hidrológico adjunto en el Anexo II), el flujo lateral calculado con la ecuación de Darcy y el agua importada del Acuífero Puelche desde la ciudad de Esperanza, Santa Fe. Como flujos de salida se tienen en cuenta al flujo lateral calculado con la ecuación de Darcy, las perforaciones en las cuales se extrae agua subterránea desde las empresas A.S.S.A. y SODECAR y finalmente, el flujo superficial considerando las pérdidas del Canal Sur de la ciudad de Rafaela. Todo lo nombrado se observa en el esquema de unidad de control representado en la Figura 41.

Cabe aclarar que los parámetros nombrados fueron detallados en el modelo conceptual, no obstante, se requieren los valores para volcar dichos datos al modelo numérico. En la Tabla 8 se observan los tres tipos de recarga con sus respectivos valores y la suma del total del caudal que

ingresa al sistema, dicho valor es de 37.015,43 m³/d. En la Tabla 9 se encuentran los valores de los tres tipos de salida del sistema y el flujo de salida total calculado, el cual resulta ser de 37.481,72 m³/d. La diferencia entre el caudal de entrada y de salida es de 466,29 m³/d, por lo que se considera que se ha realizado una estimación aceptable de los parámetros que se tuvieron en cuenta.

Tabla 7. Resumen de valores de flujos de entrada al sistema.

ENTRADAS	VALOR	UNIDAD
Promedio flujo lateral oeste (Darcy)	4.684,47	m ³ /dia
Flujo vertical por recarga (Balance hídrico)	25.130,96	m ³ /dia
Infiltración de agua de consumo importada (15%)	7.200	m ³ /dia
Infiltración por agua importada de Canales	¿?	m ³ /dia
TOTAL	37.015,43	m³/dia
Diferencia (entradas - salidas)	-466,29	m³/dia

Tabla 8. Resumen de valores de flujos de salida del sistema

SALIDAS	VALOR	UNIDAD
Promedio flujo lateral este (Darcy)	6437,72	m ³ /dia
Bombeo (Assa + Sodacar)	25.860,00	m ³ /dia
Flujo superficial por canales	5.184,00 ¿?	m ³ /dia
TOTAL	37.481,72	m³/dia
Diferencia (entradas - salidas)	-466,29	m³/dia

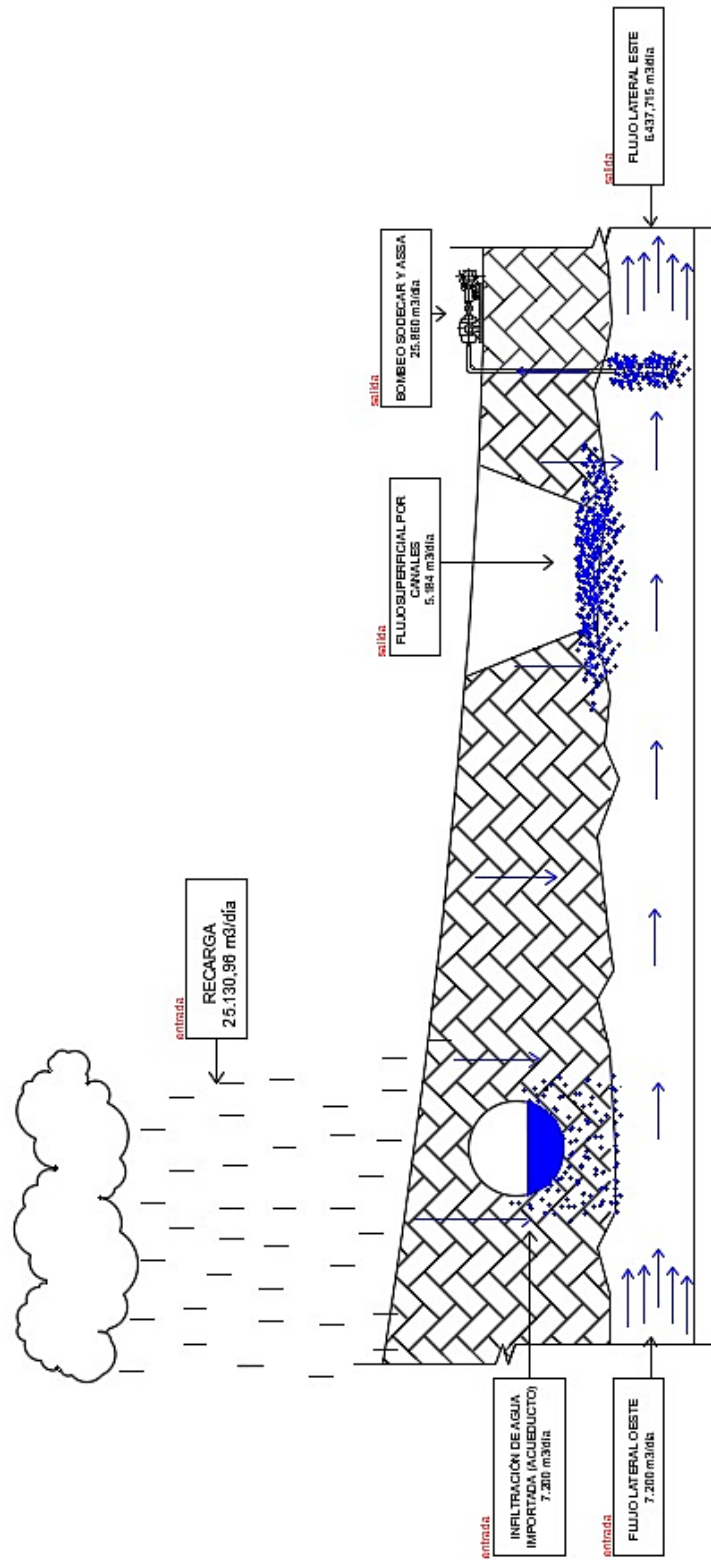


Figura 39. Esquema de la unidad de control que representa los flujos de entrada y salida del sistema hidrogeológico en el Rectángulo Catastral de la ciudad de Rafaela

2.3.4.5.1 Flujos de entrada

En el sistema estudiado el flujo lateral de entrada se encuentra en el sector Oeste del Rectángulo Catastral de Rafaela. Para el cálculo del mismo se utilizó la ecuación de Darcy detallada en el Título 1.4.1.3 y se consideró el promedio del caudal que ingresa en el borde Noroeste (Tabla 10) y en el Suroeste (Tabla 11). Los valores de “Diferencia de nivel” (Δh) y “Longitud” (L) se tomaron del mapa de isolíneas del nivel freático (Figura 36) y se midieron mediante el *software* SURFER. En cuanto a la sección transversal (A), se consideró el borde del Rectángulo Catastral (15 km) multiplicado por el espesor del Acuífero Pampeano (aproximadamente 100 m).

Tabla 9. Flujo lateral de entrada Noroeste calculado con la ecuación de Darcy.

1) PARÁMETROS ECUACIÓN DE DARCY (98 - 97)				
i: gradiente hidráulico	Δh	1,00	0,0019	-
	l	515,00		
k: coeficiente de permeabilidad	-	1,50	1,50	m/día
A: sección transversal	-	150.000,00	1.500.000,00	m ²
CAUDAL LEY DE DARCY	$Q = k * i * A$		4.368,93	m ³ /día
VELOCIDAD	$v = k * i$		0,003	m/día

Tabla 10. Flujo lateral de entrada Suroeste calculado con la ecuación de Darcy.

2) PARÁMETROS ECUACIÓN DE DARCY (101 - 100)				
i: gradiente hidráulico	Δh	1,00	0,0020	-
	l	450,00		
k: coeficiente de permeabilidad	-	1,50	1,50	m/día
A: sección transversal	-	150.000,00	1.500.000,00	m ²
CAUDAL LEY DE DARCY	$Q = k * i * A$		5.000,00	m ³ /día
VELOCIDAD	$v = k * i$		0,0033	m/día

Para el flujo vertical de entrada se consideró la recarga calculada en el Balance Hidráulico para el Año Hidrológico 2018-2019, la misma es de 58,80 mm que equivale a decir 58,80 l/m² y además se consideró la superficie del Rectángulo Catastral igual a 156 km² quedando como resultado de la multiplicación de ambos parámetros la entrada vertical por recarga. En la Tabla 12 se detalla el valor del caudal y también, lo que representa dicha recarga con respecto a la precipitación total del año hidrológico.

Tabla 11. Flujo de entrada vertical por recarga

FLUJO DE ENTRADA VERTICAL POR RECARGA Año Hidrológico 2018 - 2019		
Recarga (Balance hidrológico)	58,80	mm
	58,80	l / m ²
Superficie de estudio (Rectángulo Catastral)	156	km
	156.000.000	m ²
Entrada vertical por recarga	9.172.800.000	l / año hidrológico
	9.172.800	m ³ / año hidrológico
	25.130,96	m ³ /día
Precipitación total año hid. 2018-	1.064,10	mm
% de recarga respecto a la pp	5,53	%

Para el flujo de entrada por la infiltración de agua importada del Acuífero Puelche que proviene de la ciudad de Esperanza con un caudal de 48.000 m³/día, se tuvo en cuenta un 15% de pérdidas

2.3.4.5.2 Flujos de salida

El flujo lateral de salida se calculó con la ecuación de Darcy al igual que el flujo lateral de entrada. En este caso, considerando las isolíneas pertenecientes al sector Este del Rectángulo Catastral de Rafaela, se realizó el promedio del flujo de salida Noreste (Tabla 13) y flujo de salida del borde Sureste (Tabla 14).

Tabla 12. Flujo lateral de salida Noreste calculado con la ecuación de Darcy

2) PARÁMETROS ECUACIÓN DE DARCY (85 - 84)				
i: gradiente hidráulico	Δh	1,00	0,0030	-
	l	3,00		
k: coeficiente de permeabilidad	-	1,50	1,50	m/día
A: sección transversal	-	150.000,00	1.500.000,00	m ²
CAUDAL LEY DE DARCY	$Q = k * i * A$		7.500	m ³ /día
VELOCIDAD	$v = k * i$		0,0050	m/día

Tabla 13. Flujo lateral de salida Sureste calculado con la ecuación Darcy.

PARÁMETROS ECUACIÓN DE DARCY (80,2 - 79,5)				
i: gradiente hidráulico	Δh	0,70	0,0024	-
	l	293,00		
k: coeficiente de permeabilidad	-	1,50	1,50	m/día
A: sección transversal	-	150.000,00	1.500.000,00	m ²
CAUDAL LEY DE DARCY	$Q = k * i * A$		5.375,43	m ³ /día
VELOCIDAD	$v = k * i$		0,0040	m/día

Para el flujo de salida por bombeos se consideró la información obtenida de la empresa A.S.S.A. en la cual funcionan 13 perforaciones con un caudal de 80 m³/h cada una (Tabla 15), y la información brindada por la empresa SODECAR que presenta 3 bombas con un caudal de 12,5 m³/h (Tabla 16).

Tabla 14. Flujo de salida por bombeo de Aguas Santafesinas S.A. (A.S.S.A.)

Contactos	Daniel Giraudo	
	Luis Ambort	
Localidad	Rafaela	
Cantidad de bombas	13	u
Caudal extraído por bombeo	80	m ³ /h
Caudal total extraído por bombeo	1.040	m ³ /h
	24.960	m ³ /día

Tabla 15. Flujo de salida por bombeo de la empresa SODECAR (Industria Frigorífica)

Contactos	Matias Ingnoli	
Localidad	Rafaela	
Cantidad de bombas	3	u
Caudal extraído por bombeo	12,50	m ³ /h
Caudal total extraído por bombeo	37,50	m ³ /h
	900,00	m ³ /día

En cuanto al flujo superficial por las pérdidas del Canal Sur se consideraron pérdidas de 0,01% teniendo en cuenta un caudal de 5.184.000 m³/d.

2.4 MODELO NUMÉRICO

Para la realización del modelo numérico que representa la investigación de este Proyecto Final se utiliza el *software* denominado Visual MODFLOW. Como se nombra y describe en el Título 2.2.2 es una aplicación desarrollada por el Servicio Geológico de Estados Unidos (USGS) y es el entorno de modelado más completo y factible de usar para aplicaciones prácticas en simulaciones tridimensionales de flujo de agua subterránea. La estructura de este *software* permite dimensionar fácilmente el dominio del modelo, seleccionar unidades, asignar convenientemente propiedades del modelo y las condiciones de contorno, ejecutar simulaciones de modelo, calibrarlo y visualizar los resultados con contornos de líneas o gradientes de color. La cuadrícula del modelo, los parámetros de entrada y los resultados se pueden visualizar en sección transversal o vista en planta en cualquier momento durante el desarrollo del modelo o en los resultados.

A continuación, en los siguientes apartados se describen las etapas de ejecución del modelo numérico que representa al modelo conceptual de este Proyecto Final.

2.4.1 Inicio del *software* Visual MODFLOW

El entorno que integra el Visual MODFLOW consta de cuatro pantallas principales: principal (main menu), ingreso de datos (input), ejecución (run) y salida de resultados (output). Cuando se inicia el *software* se muestra la pantalla principal con estas opciones de menú y para continuar se debe elegir la opción “file” y seleccionar la requerida (crear un nuevo modelo, abrir o importar un modelo existente).

Luego de crear el modelo con la información correspondiente (nombre y descripción), una ventana de selección de unidades muestra todas las disponibles para los parámetros de entrada de modelo y son: longitud (m), tiempo [día], conductividad (m/día), caudal bombeado (m³/día), recarga (mm/año), masa (kg), concentración (mg/l). Además, se debe definir el tipo de flujo que se necesita simular, en este caso se debe seleccionar la opción de un tipo de flujo saturado con densidad constante (Figura 42).

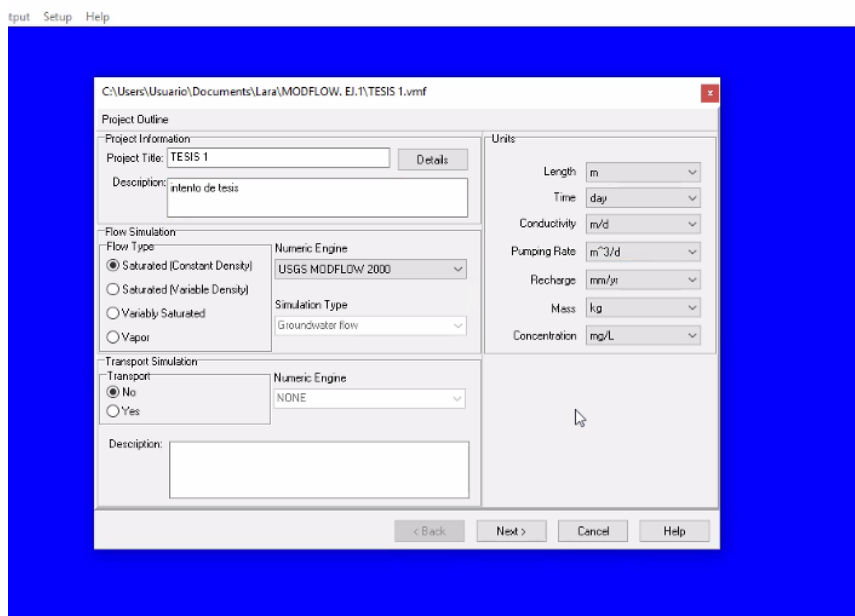


Figura 40. Ingreso de propiedades generales del modelo

2.4.2 Diseño y entrada del modelo

En esta sección se debe establecer los valores de longitud, conductividad, tiempo, velocidad de bombeo y recarga correspondientes al trabajo. Las opciones elegidas en un comienzo se detallan en la Tabla 17 pero cabe destacar que dichos parámetros son modificados en el proceso de calibración del modelo.

Tabla 16. Valores de parámetros utilizados al comenzar el modelo hidrogeológico

Parámetro	Valor	Unidad
Kx (coeficiente de permeabilidad en sentido x)	1.50	m/d
Ky (coeficiente de permeabilidad en sentido y)	1.50	m/d
Kz (coeficiente de permeabilidad en sentido z)	1.50	m/d
Ss (coeficiente de almacenamiento/espesor de acuífero)	0.00	1/m
Sy (porosidad efectiva)	0.15	
Porosidad total	0.30	
Recarga	58.80	mm/año
Evapotranspiración	961.80	mm/año

Anexo a toda esta información y como se identifica en la Figura 43 se deben indicar los tiempos de simulación ingresando la fecha de inicio y la duración de la misma. En este proyecto el intervalo de tiempo de simulación corresponde a 1 año (365 días) iniciando desde el 1 de septiembre de 2018.

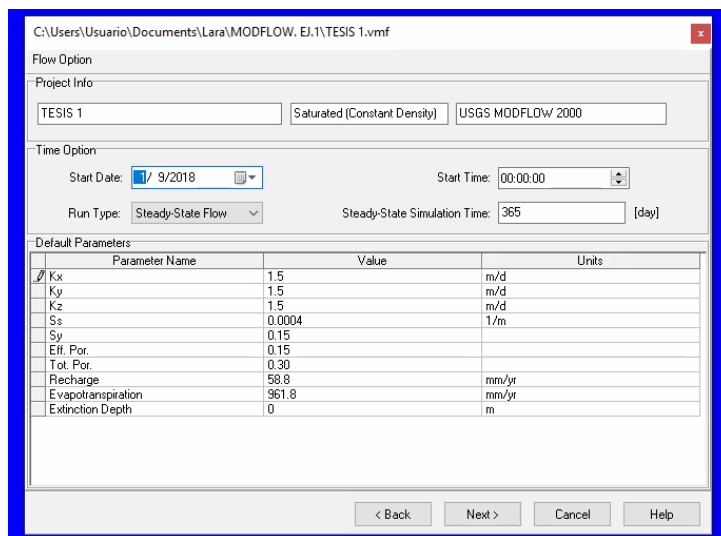


Figura 41. Parámetros iniciales que caracterizan al modelo

A continuación, se muestran las opciones de dimensión de malla para establecer la precisión que tendrá el modelo. Para terminar de definir el dominio correspondiente (Rectángulo Catastral) se debe referenciar a la grilla identificando las coordenadas mínimas (X_{\min} ; Y_{\min}) y máximas (X_{\max} ; Y_{\max}). Dichas coordenadas corresponden al Sistema Gauss Kruger (Faja 5) y se extraen desde el software Global Mapper. Además de la georreferenciación de estas coordenadas es necesario definir el mallado correspondiente introduciendo la cantidad de filas y columnas que se requieran (Figuras 44 y 45). Visual MODFLOW mediante estos datos construirá la cuadrícula con un espaciado uniforme en los sentidos X e Y.

En este proyecto, se realizó la simulación en 3 mallados distintos:

- 30 columnas x 30 filas (cada celda mide aproximadamente 333 m por 500 m)

- 50 columnas x 50 filas (cada celda mide aproximadamente 200 m por 300 m)
- 100 columnas x 100 filas (cada celda mide aproximadamente 100 m por 150 m)

Luego de crear y referenciar el mallado, se debe insertar el archivo Shape File correspondiente al rectángulo catastral, esto se realiza mediante la opción “F4 map” (Figura 46).

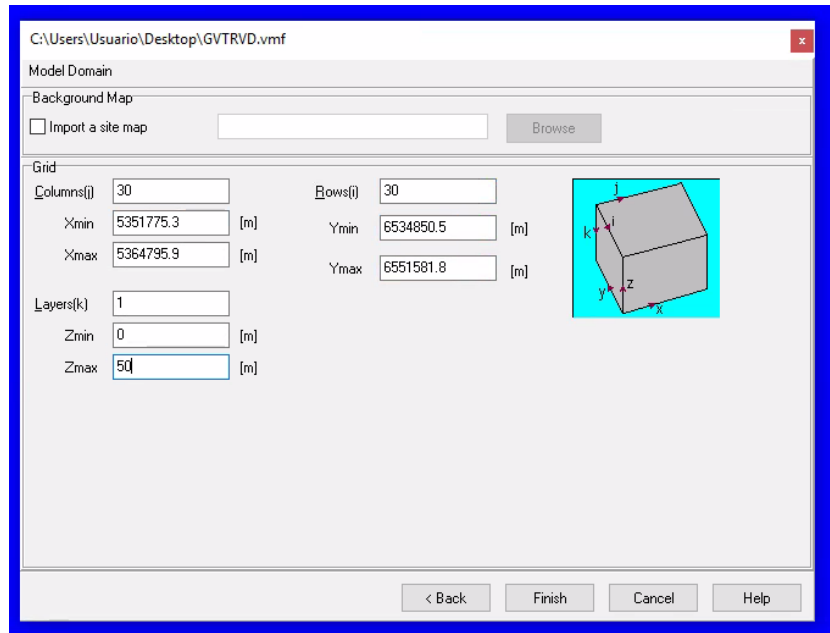


Figura 42. Opciones de dimensionamiento de malla

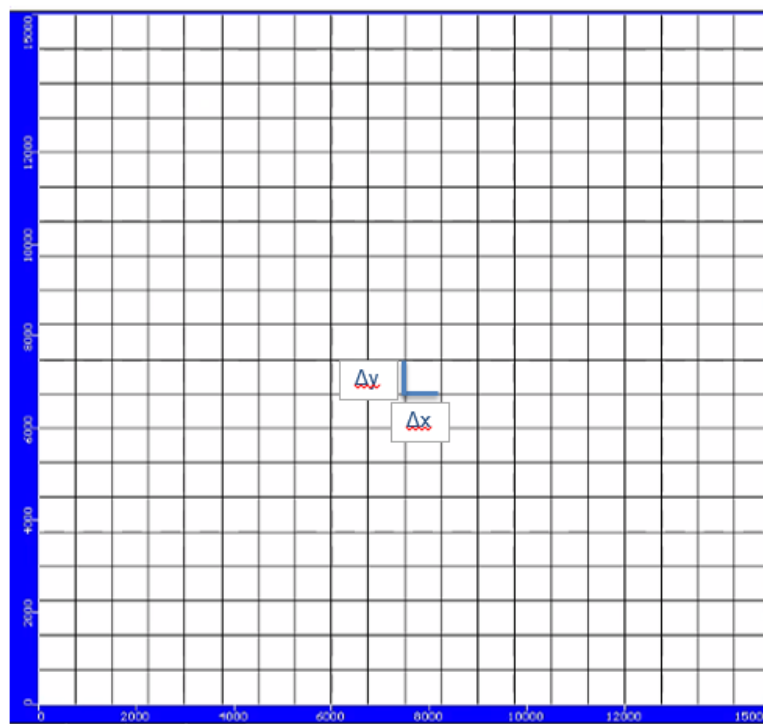


Figura 43. Mallado 30x30

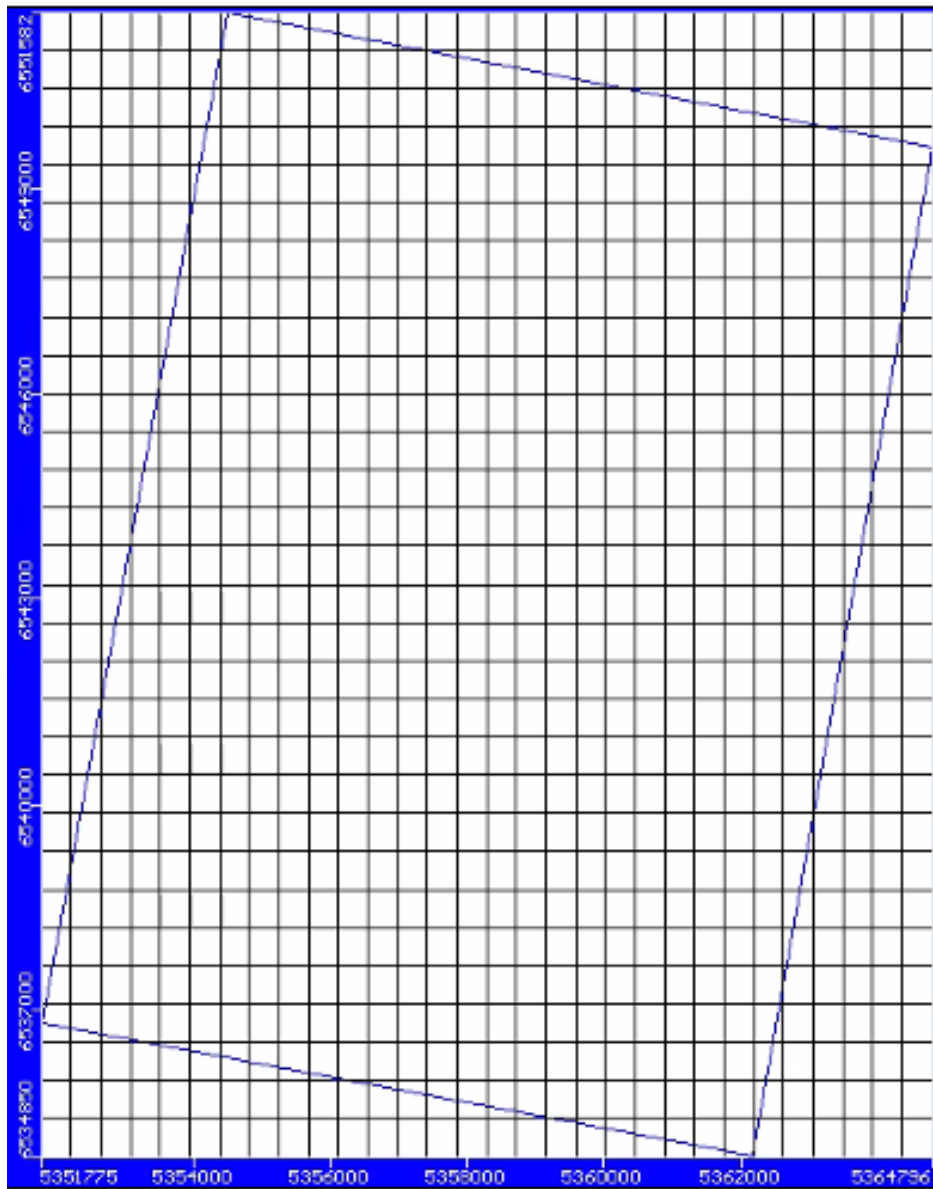


Figura 44. Rectángulo Catastral insertado en el modelo

2.4.3 Propiedades del modelo de entrada y condiciones de contorno

Una vez que se ha construido la cuadrícula del modelo, el siguiente paso es comenzar a asignar pozos de bombeo, pozos de observación y condiciones de contorno.

Desde la barra superior de la pantalla principal se debe ir al menú "Input" y la interfaz gráfica mostrará la pantalla de entrada donde se verán cargados y enumerados todos los tipos de parámetros de entrada del modelo. La selección de entrada predeterminada es la grilla que se podrá modificar agregando o eliminando filas, columnas y capas. En la pantalla entrada permite designar celdas de la cuadrícula que se comportarán como inactivas, lo que significa que el flujo de agua

subterránea en estas celdas no contribuye al flujo de agua subterránea en el dominio del modelo en estudio

Se puede representar si existe una heterogeneidad en el sistema asignando gráficamente valores de conductividad hidráulica a las celdas de la cuadrícula del modelo. Esto se logra pintando celdas individuales, dibujando polígonos que incluyan varias celdas o estirando una ventana entre múltiples celdas. En este modelo no es necesario indicar esta situación debido a que el acuífero se representará por un modelo homogéneo de una sola capa.

2.4.3.1 Simulación de pozos de bombeo y de pozos de observación

En esta etapa se simularán los pozos de bombeos y de observación que se encuentren en el área de estudio. El detalle general de cada uno se adjunta en el Anexo VI.

Al insertar un pozo de bombeo desde el menú principal mediante la opción “Wells – Pump well – Add well” (Figura 47), cada pozo debe estar localizado en las coordenadas correspondientes identificado con la denominación PW (Pumping Well) y caracterizado con su caudal de extracción, su profundidad y su tiempo en actividad. Es importante que en una celda no se encuentren funcionando dos bombas al mismo tiempo. Desde el menú principal se puede asignar, editar, mover, copiar y eliminar gráficamente las ubicaciones de los pozos de bombeo. Usando las coordenadas de ubicación de las bombas se las inserta y luego se pueden editar todas las propiedades como nombre, coordenadas, profundidad o altura de bombeo, tiempo de bombeo, etc.

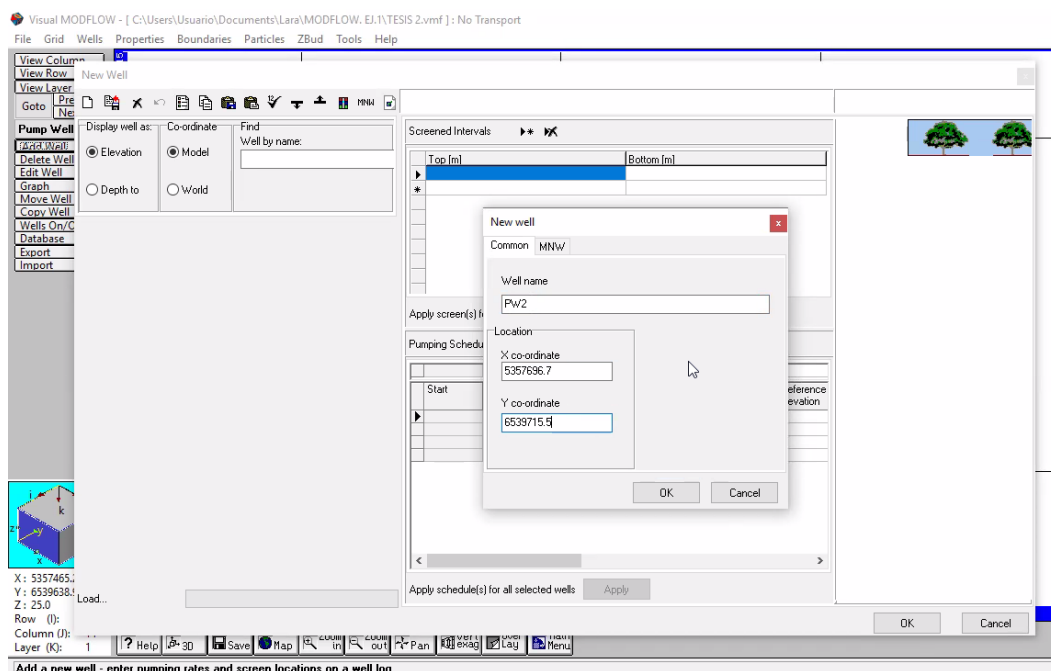


Figura 45. Nuevo pozo de bombeo

Los pozos de bombeo existentes en este modelo corresponden a A.S.S.A y S.O.D.E.C.A.R y la cantidad considerada, sus coordenadas y caudales varían según el tipo de mallado que se trate. Para el caso de S.O.D.E.C.A.R. se optó por insertar una bomba con un caudal de extracción igual a $900 \text{ m}^3/\text{d}$ en representación de las tres existentes debido a su cercanía. Respecto al bombeo realizado en A.S.S.A. y de acuerdo con el rendimiento del acuífero, se supone un pozo de extracción (con un caudal de $1920 \text{ m}^3/\text{d}$) en la primera capa considerando que los demás realizan la extracción en la segunda capa del acuífero (Figura 48). Cabe aclarar que cuando se trata de pozos de bombeo el caudal debe ser ingresado con signo negativo.

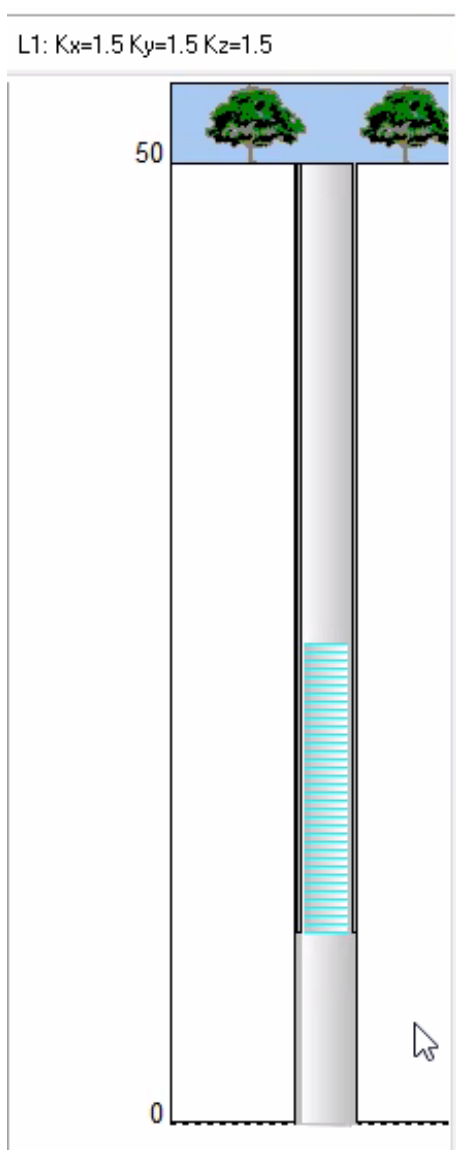


Figura 46. Caracterización de un pozo de bombeo

Luego de colocar los pozos de bombeo se deben indicar los pozos de observación o freáticos que muestran los niveles freáticos medidos desde la superficie. Estos niveles fueron tomados en

distintas oportunidades mediante un instrumento llamado “Cinta freaticométrica de 100 m – Modelo FT100”.

Los distintos freaticómetros fueron ubicados en puntos específicos de la ciudad de Rafaela y del rectángulo catastral. Los mismos se pueden ver representados en la Figura 4 la cual fue generada en el *software* Global Mapper.

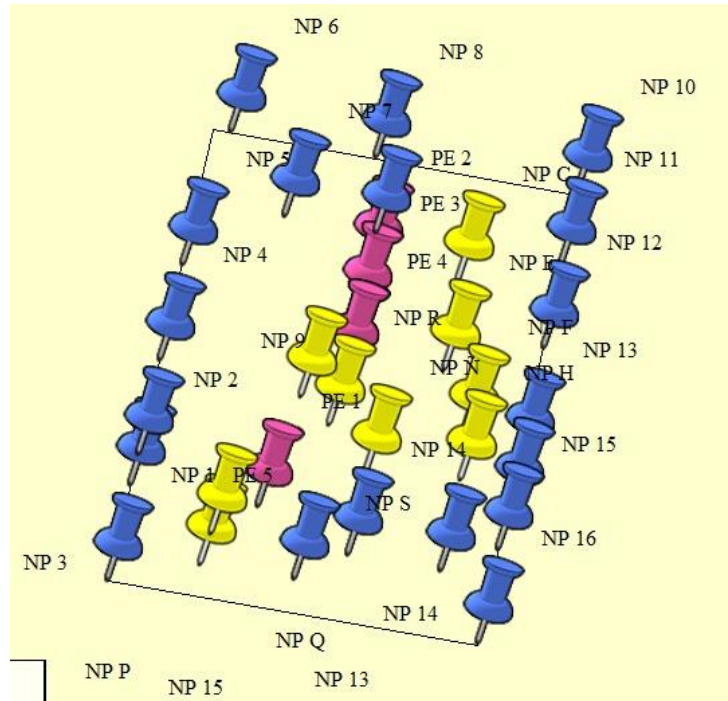


Figura 47. Ubicación de los pozos de observación dentro del Rectángulo Catastral

Al igual que los pozos de bombeo (PW), a los pozos de observación que representan en el modelo los freaticómetros instalados en el dominio se los denomina OW (Observation Well) y cada uno de ellos se introduce en el modelo mediante la opción “Input – Had observation – New well”.

Los pozos de observación, sus coordenadas y las profundidades medidas con el instrumento pertinente (en el año 2019) se describen en la Tabla 18. La introducción en el modelo se puede observar en la Figura 50. El nivel freático se encuentra más cercano a la superficie del suelo en el sector Oeste de la ciudad.

Tabla 17. Localización de pozos de observación y profundidades de niveles freáticos.
Coordenadas Gauss-Krüger faja 5

N° POZO OBS.	COORD. X	COORD. Y	PROF. NF
OW01	5.351.775,40	6.536.807,10	-5,10
OW02	5.354.317,40	6.537.357,40	-5,70
OW03	5.356.939,30	6.536.879,10	-4,30
OW04	5.362.134,20	6.534.863,20	-1,00
OW05	5.354.606,10	6.538.355,70	-7,00
OW06	5.358.452,20	6.537.665,30	-4,10
OW07	5.361.035,10	6.537.171,50	-4,50
OW08	5.352.353,90	6.539.865,80	-3,00
OW09	5.355.897,40	6.539.249,30	-5,90
OW10	5.362.681,20	6.537.730,70	-1,00
OW11	5.352.539,10	6.540.899,50	-4,20
OW12	5.358.944,50	6.540.350,90	-3,50
OW13	5.361.602,80	6.540.245,90	-1,90
OW14	5.362.939,40	6.539.384,40	-1,00
OW15	5.353.121,50	6.543.989,30	-2,80
OW16	5.357.109,80	6.542.924,80	-2,70
OW17	5.357.906,00	6.541.999,50	-8,00
OW18	5.361.682,50	6.541.737,40	-1,40
OW19	5.363.226,40	6.541.019,10	-1,00
OW20	5.358.247,50	6.543.855,20	-2,60
OW21	5.361.138,50	6.543.855,20	-3,00
OW22	5.363.896,40	6.544.553,10	-1,00
OW23	5.353.722,90	6.547.105,60	-9,00
OW24	5.358.610,00	6.545.729,00	-1,60
OW25	5.358.871,40	6.547.256,50	-2,80
OW26	5.361.468,50	6.546.726,10	-4,10
OW27	5.356.512,60	6.548.757,60	-1,30
OW28	5.359.121,60	6.548.281,10	-2,30
OW29	5.364.325,50	6.547.265,30	-2,40
OW30	5.354.965,40	6.551.472,00	-1,60
OW31	5.359.058,40	6.550.684,50	-2,40
OW32	5.364.738,90	6.549.595,20	-1,10
OW33	5.356.236,60	6.547.086,50	-2,20
OW34	5.356.742,10	6.545.722,10	-1,00
OW35	5.355.218,90	6.544.187,50	-1,80
OW36	5.355.675,00	6.542.525,10	-3,20
OW37	5.354.521,90	6.540.770,00	-4,20
OW38	5.355.459,30	6.536.912,10	-2,90
OW39	5.358.483,30	6.536.642,30	-1,90
OW40	5.360.526,70	6.535.845,30	-1,30

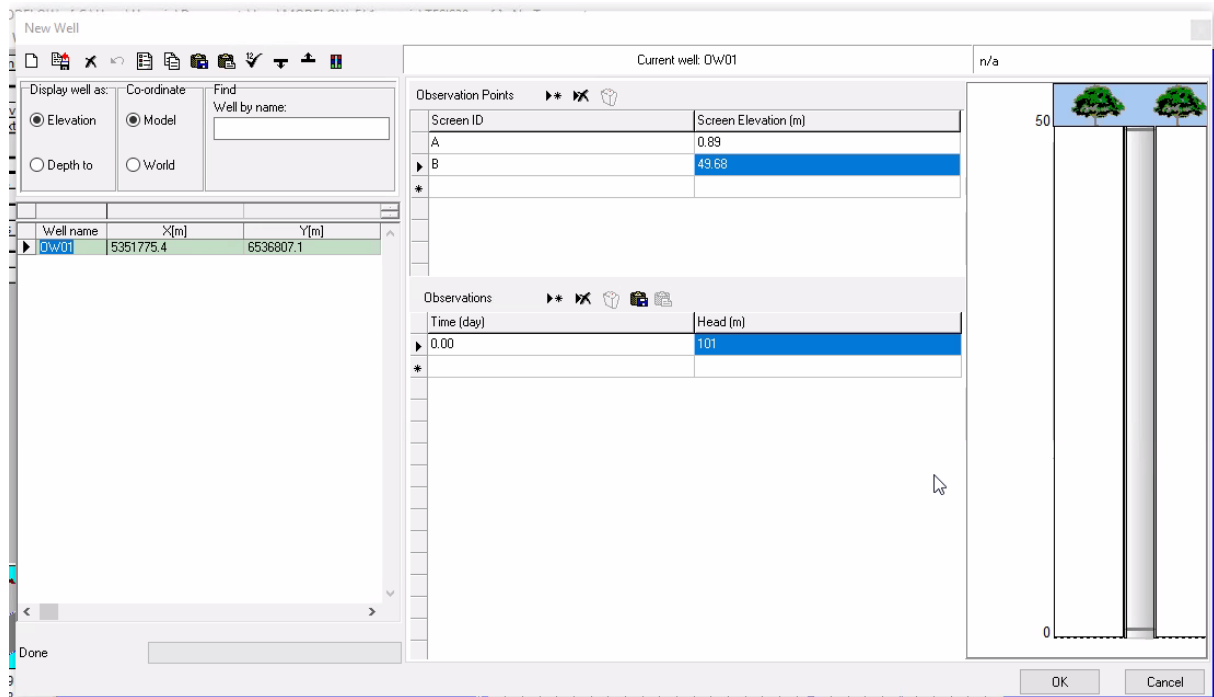


Figura 48. Caracterización de un pozo de observación

2.4.3.2. Condiciones de contorno

Luego de ubicar los pozos de observación se insertan los límites conocidos como condiciones de borde: ríos o canales existentes y las isolíneas características del caudal de entrada y de salida en el modelo. En este trabajo los flujos conocidos dentro del dominio de la simulación son los canales Norte y Sur de la ciudad y se insertan como ríos (rivers) siguiendo estas indicaciones: “Input – Rivers – Assign”. El trazado de estos canales se realizó mediante líneas siguiendo las coordenadas provenientes del Global Mapper. Las características que deben representar estos canales son las que se nombran a continuación y en la Figura 51.

- Tiempo: de 0 a 365 días.
- Cota superficial y cota del fondo: las cotas geográficas del terreno son insertadas al modelo y se considera una profundidad de 2 m a partir de las mismas.
- Conductancia: se considera una conductancia de 100 m²/día, la misma puede variar entre 10 m²/día y 500 m²/día.

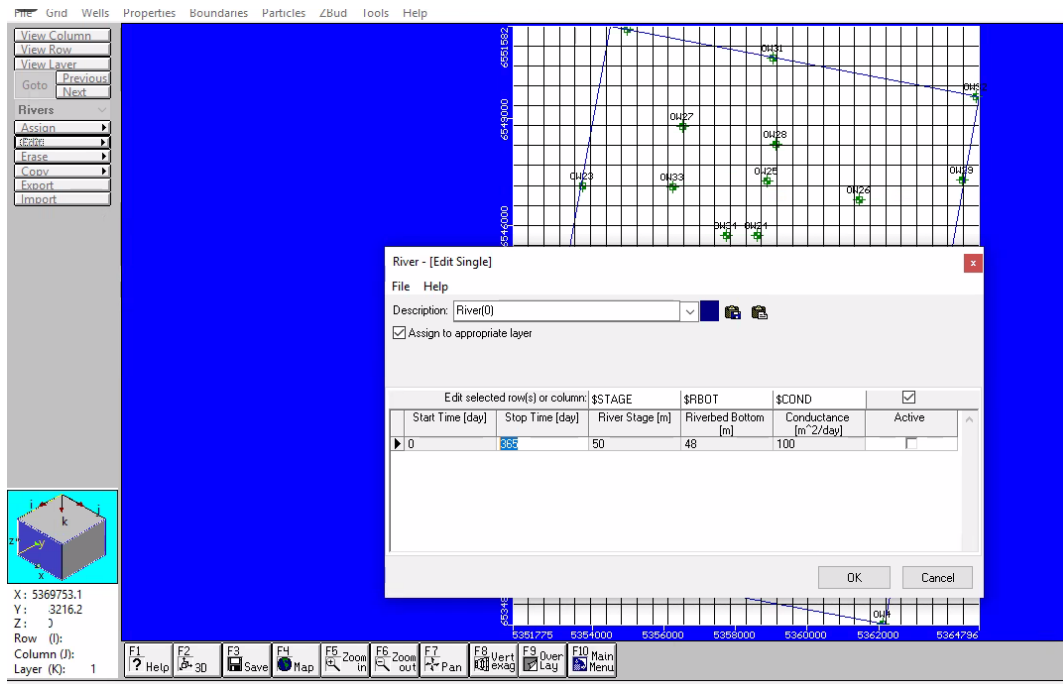


Figura 49. Caracterización de los canales

El siguiente paso es asignar condiciones de contorno del modelo (niveles freáticos conocidos) para establecer límites en donde la simulación debe generarse. Desde la barra de menú superior se debe acceder a la opción Boundaries y se despliega un menú con una lista de condiciones de límite de MODFLOW disponibles para asignar al modelo, se deben seguir los siguientes pasos “Boundaries – Constant head – Lines”. En este trabajo se introdujeron tres isolíneas que representan a las cotas 100 m.s.n.m., 97 m.s.n.m. y 85 m.s.n.m. Para que resulte factible la simulación bajo las condiciones de borde establecidas y para que el *software* no analice celdas que se encuentran fuera de estos límites se deben inactivar las que no forman parte del dominio siguiendo estos pasos: “Grid – F9 Over lay – Constant head – Inactive cells” (Figuras 52, 53, 54 y 55).

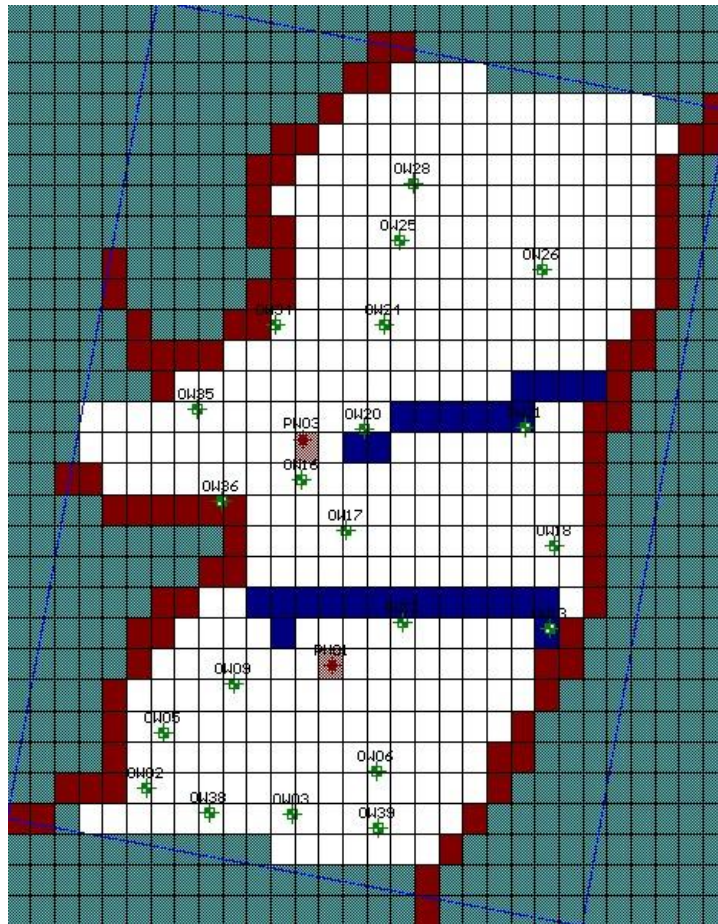


Figura 50. Representación gráfica de las condiciones de contorno. Azul: canales; Rojo: isólinas

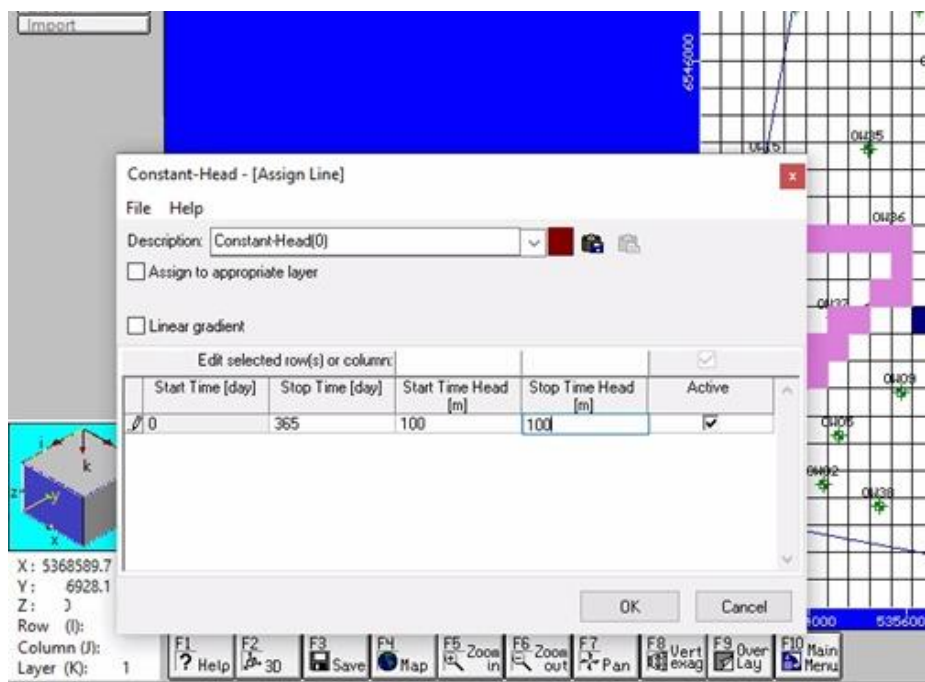


Figura 51. Caracterización Isólinea 100 m.s.n.m.

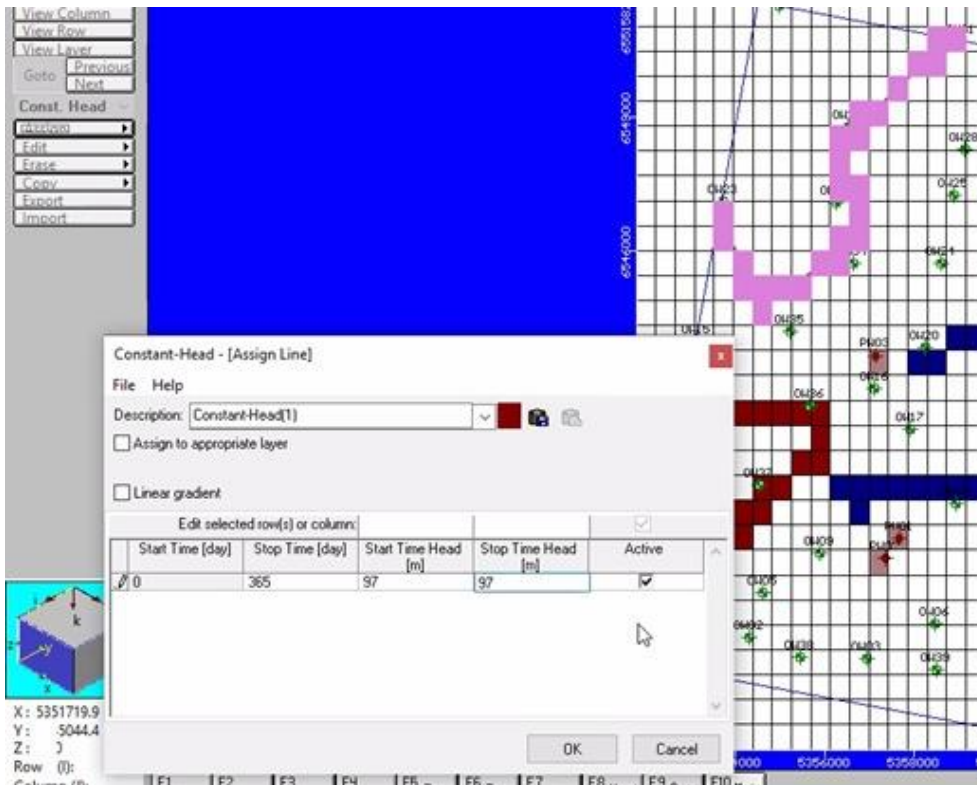


Figura 52. Caracterización Isolnea 97 m.s.n.m.

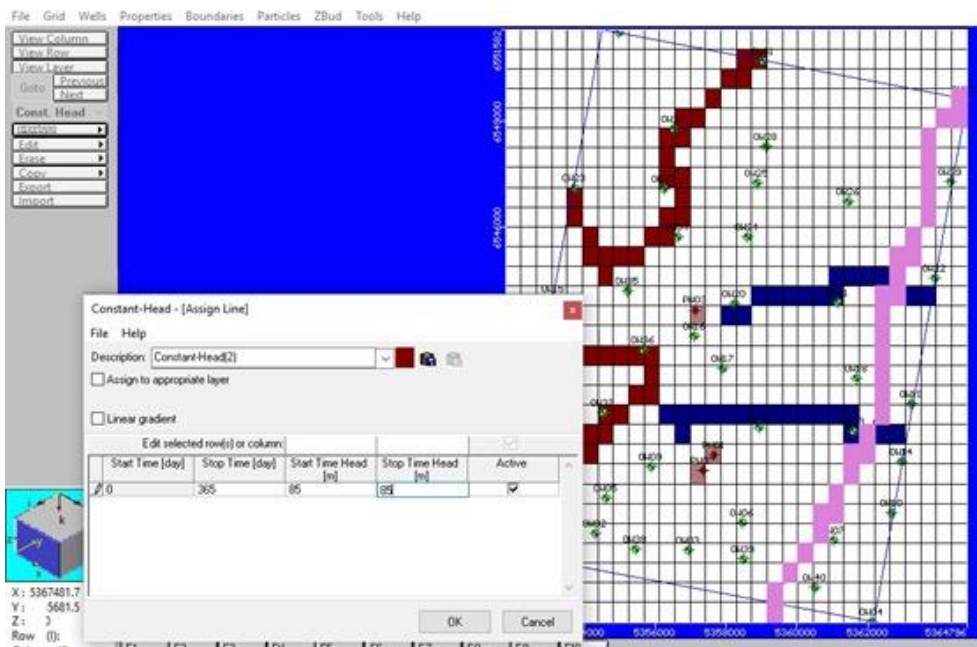


Figura 53. Caracterización Isolnea 85 m.s.n.m..

2.4.4 Análisis de sensibilidad, calibración y resultados

Luego de completar todos los pasos necesarios para construir el modelo de flujo de agua subterránea que incluyen: cuadrícula de diferencias finitas, delineado el dominio del modelo, propiedades y condiciones de contorno.

Para correr el modelo se debe acceder a la opción Run desde la barra de menú superior a través de las siguientes opciones: “Main menú – Run – Run – Modflow 2000” (Figura 56). Luego se observan los resultados mediante el análisis de sensibilidad de los parámetros en gráficos de dispersión que permiten comparar los valores medidos con los calculados.

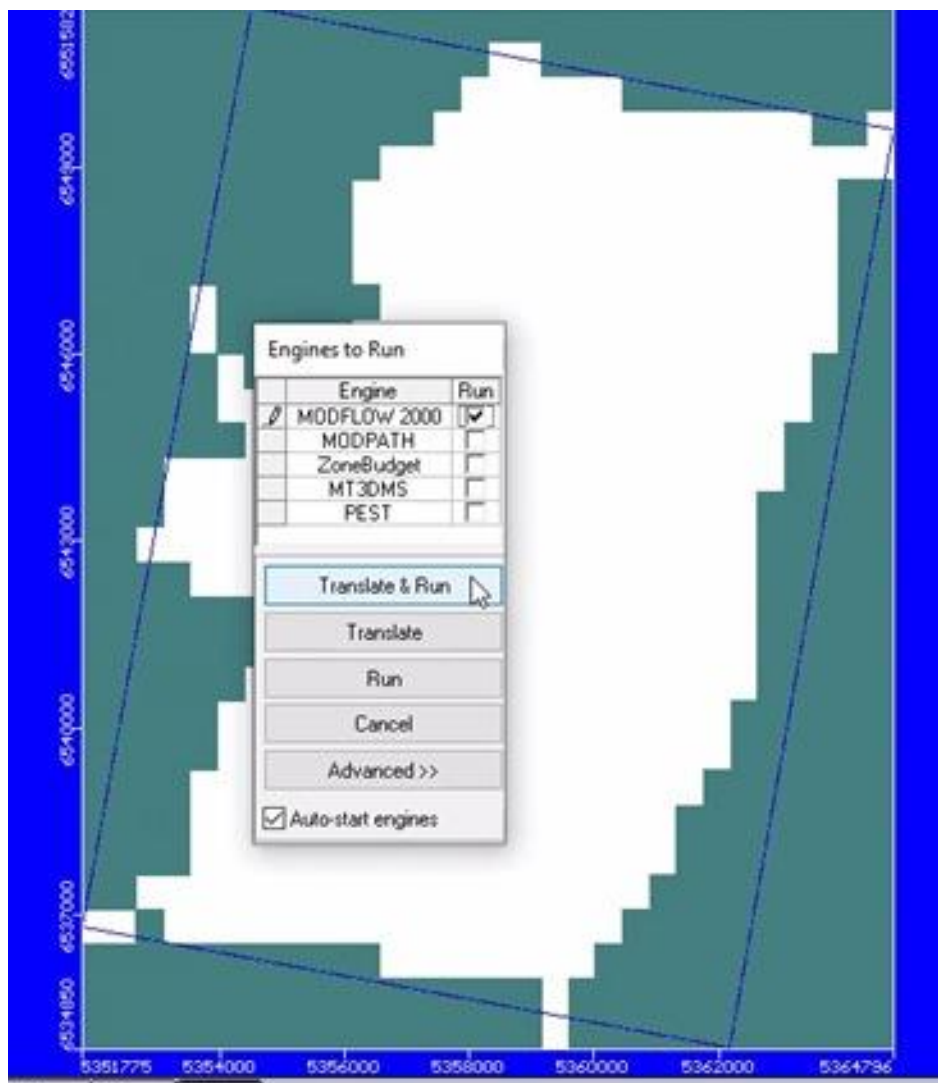


Figura 54. Ejecución del modelo

2.4.4.3 Análisis de sensibilidad de la conductividad hidráulica

Las potentes herramientas de post procesamiento de Visual MODFLOW se diseñaron para optimizar la visualización del flujo de agua subterránea. Para llegar a un resultado confiable se realizó el análisis de sensibilidad del modelo respecto a la conductividad en la cual inicialmente se ejecutaron diferentes versiones modificando los valores de K. Se realizaron iteraciones entre los valores 0,7 m/d y 7 m/d con un coeficiente de correlación del ajuste igual a 0,63; los mismos se pueden encontrar en la Tabla 19.

Tabla 18. Valores de K utilizados en análisis de sensibilidad

K	Valor (m/d)
K1	0,70
K2	1,33
K3	1,63
K4	2,59
K5	3,32
K6	3,85
K7	4,48
K8	5,11
K9	6,37
K10	7,00

Los resultados arrojados por el *software* se refieren a los niveles observados en campo y los calculados en el modelo numérico. La exactitud del modelo depende de la diferencia existente entre estos niveles, ya que cuanto mayor es la diferencia existe una menor precisión. A continuación, se presentan los dos modelos que presentan mayor veracidad (K igual a 4,48 m/d; 5,11 m/d), los mismos se encuentran dentro de los límites de confianza. Los resultados de cada uno incluyen el contorneado de equipotenciales en estado permanente, diferencia de alturas entre capas, flujos entre capas, reducción y elevación de nivel freático que se representan en gráficos de dispersión (Figuras 57, 58, 59 y 60; Tablas 20 y 21). Los resultados de los modelos que presentan mayor diferencia entre los niveles se adjuntan en el Anexo III.

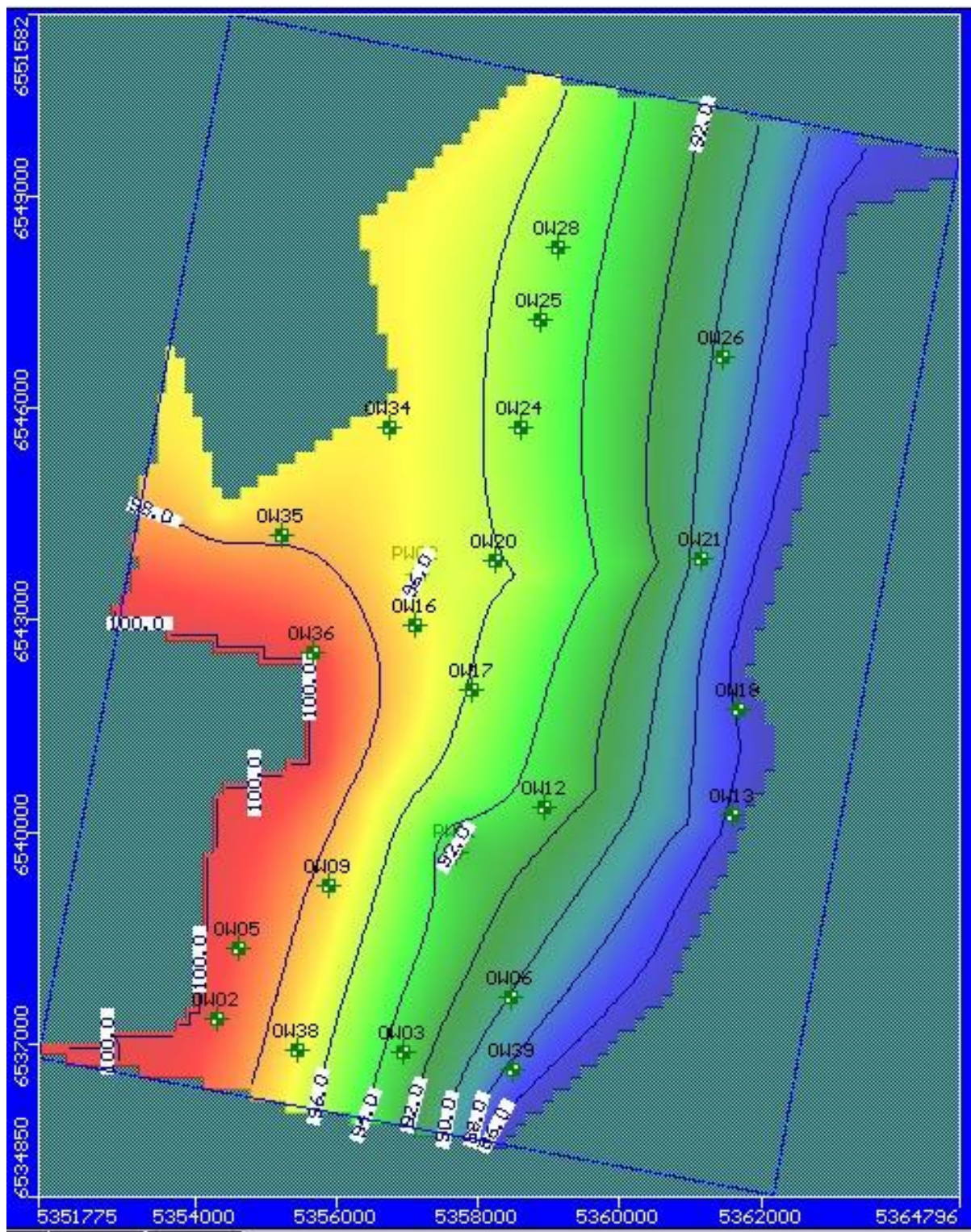


Figura 55. Mapa de Isolíneas con $K: 4,48 \text{ m/d}$ y recarga: $58,8 \text{ mm}$

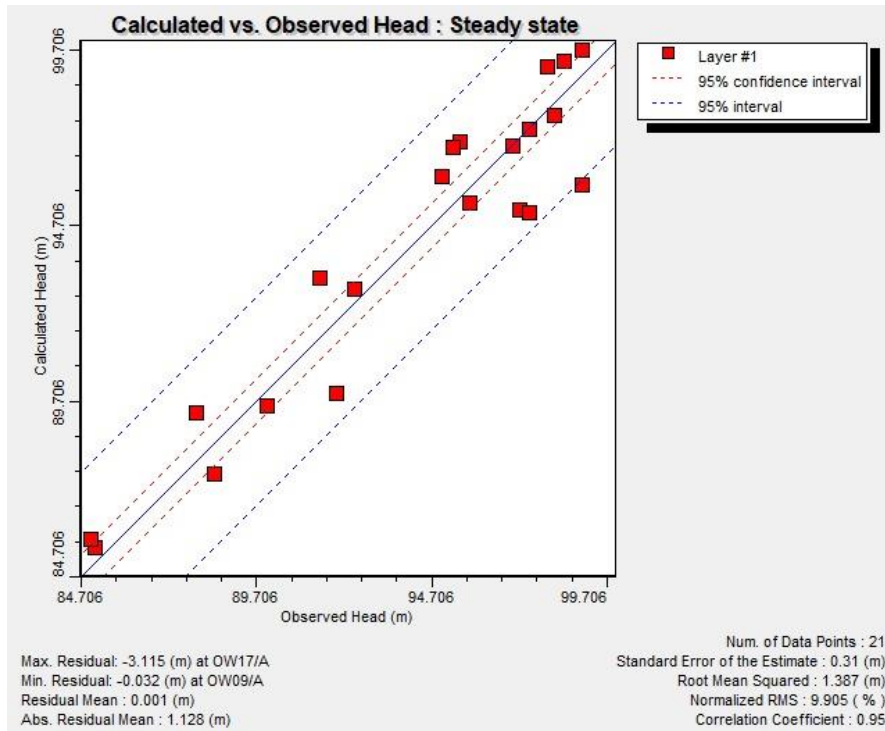


Figura 56. Gráfico de dispersión con $K: 4,48 \text{ m/d}$ y recarga: $58,8 \text{ mm}$

Tabla 19. Valores de cotas en pozos de observación: medidas, calculadas y diferencia

K = 4,48 m/d Recarga = 58,8 mm			
OW	Cotas pozos observados (msnm)	Cotas pozos calculados (msnm)	Diferencia (msnm)
OW02	98,50	99,38	0,88
OW03	91,50	93,21	1,71
OW05	98,00	99,25	1,25
OW06	92,00	89,93	2,07
OW09	97,50	97,47	0,03
OW12	92,50	92,88	0,38
OW13	85,10	85,55	0,45
OW16	95,50	97,08	1,58
OW17	99,00	95,88	3,12
OW18	85,00	85,79	0,79
OW20	95,00	96,12	1,12
OW21	88,00	89,36	1,36
OW24	95,80	95,35	0,45
OW25	97,20	95,15	2,05
OW26	90,00	89,56	0,44
OW28	97,50	95,07	2,43
OW34	97,00	96,96	0,04
OW35	98,20	97,85	0,35
OW36	99,00	99,69	0,69
OW38	95,30	96,95	1,65
OW39	88,50	87,63	0,87

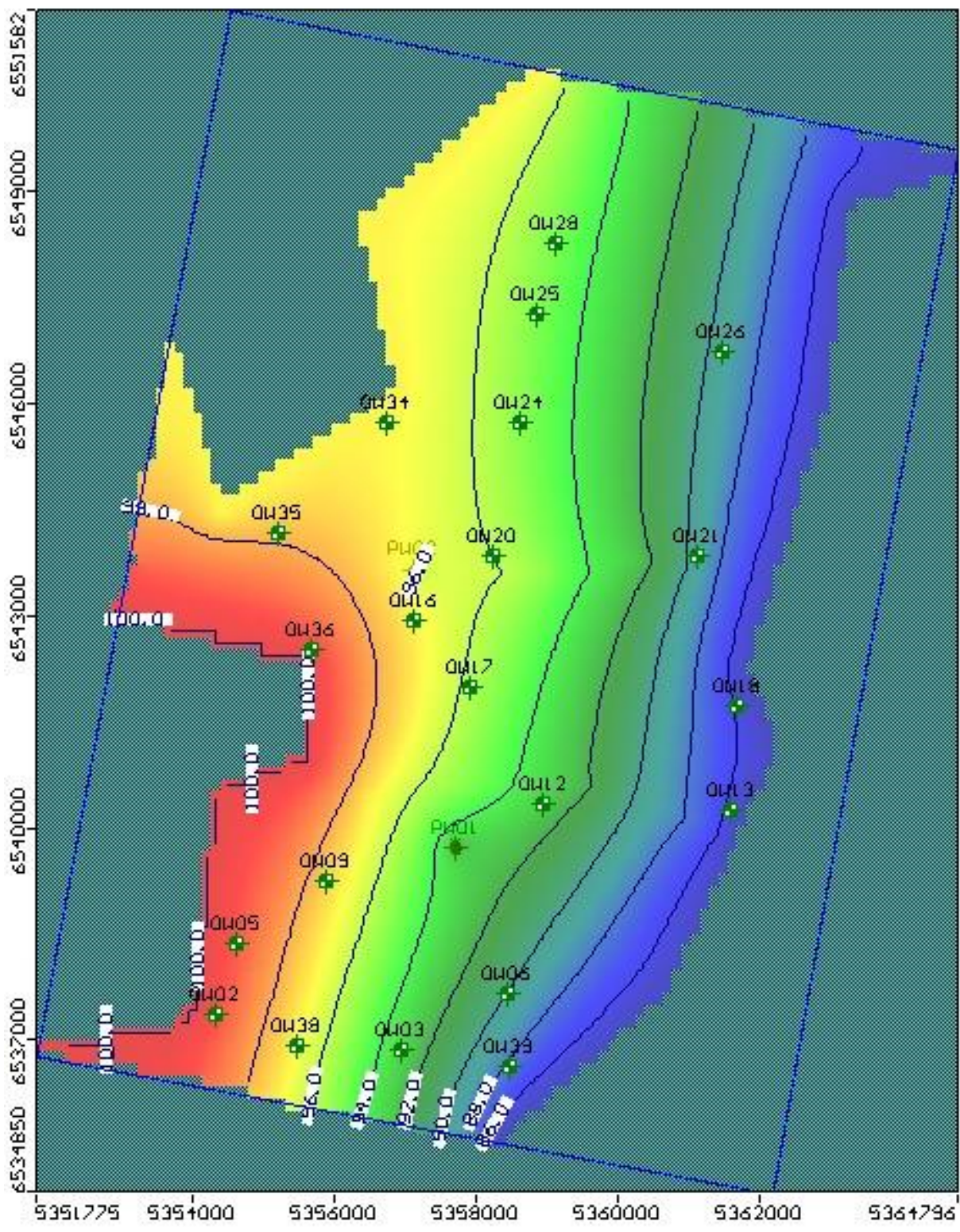


Figura 57. Mapa de Isolíneas con K: 5,11 m/d y recarga: 58,8 mm

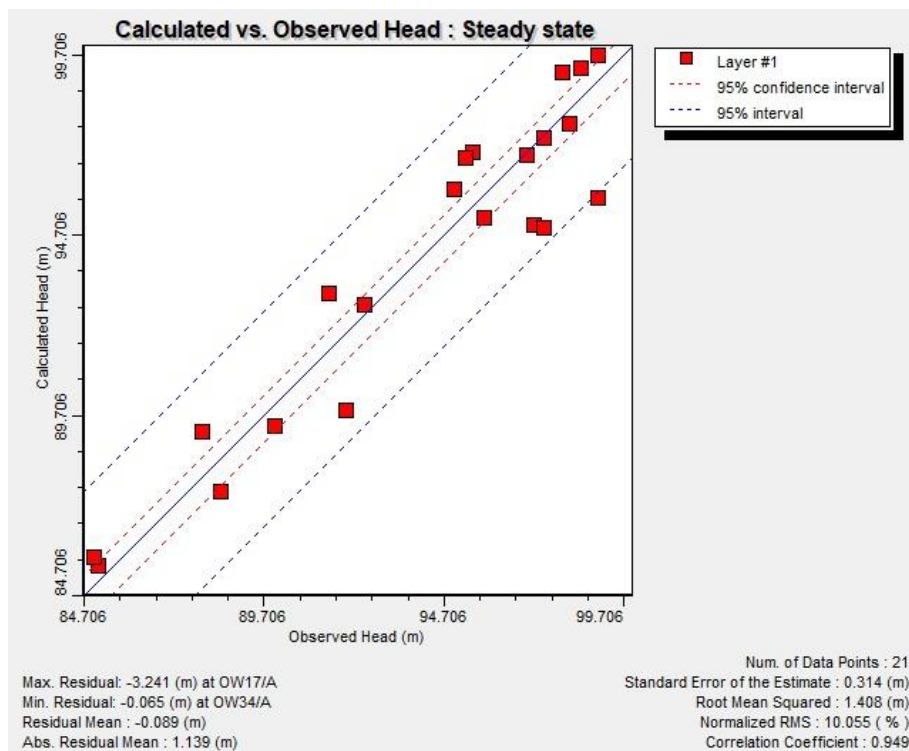


Figura 58. Gráfico de dispersión con $K: 5,11 \text{ m/d}$ y recarga: $58,8 \text{ mm}$

Tabla 20. Valores de cotas en pozos de observación: medidas, calculadas y diferencia

K = 5,11 m/d Recarga = 58,8 mm			
OW	Cotas pozos observados (msnm)	Cotas pozos calculados (msnm)	Diferencia (msnm)
OW02	98,50	99,35	0,85
OW03	91,50	93,08	1,58
OW05	98,00	99,20	1,20
OW06	92,00	89,84	2,16
OW09	97,50	97,40	0,10
OW12	92,50	92,77	0,27
OW13	85,10	85,52	0,42
OW16	95,50	97,00	1,50
OW17	99,00	95,76	3,24
OW18	85,00	85,77	0,77
OW20	95,00	95,98	0,98
OW21	88,00	89,24	1,24
OW24	95,80	95,19	0,61
OW25	97,20	94,98	2,22
OW26	90,00	89,42	0,58
OW28	97,50	94,91	2,59
OW34	97,00	96,93	0,07
OW35	98,20	97,81	0,39
OW36	99,00	99,68	0,68
OW38	95,30	96,84	1,54
OW39	88,50	87,57	0,93

2.4.4.4 Análisis de sensibilidad respecto a la variación de la recarga

Para evaluar diferentes escenarios se realiza el análisis de sensibilidad del modelo variando la recarga manteniendo un único coeficiente de conductividad igual a 4,48 m/d y el promedio de las diferencias entre los niveles medidos y calculados igual a 0,001 msnm. Las diferentes recargas se consideraron con un factor de ajuste igual a 3 y se pueden ver en la Tabla 22.

Tabla 21. Valores de recarga utilizados para análisis de sensibilidad

Recarga	Valor (mm/año)
RCH1	58,80
RCH2	55,80
RCH3	52,80
RCH4	49,80
RCH5	46,80
RCH6	43,80
RCH7	40,80
RCH8	37,80
RCH9	34,80
RCH10	31,80

Los modelos numéricos que presentan menores diferencias entre los niveles medidos y calculados son con una recarga de 58,80 mm/año y 55,80 mm/año. Cabe destacar que el gráfico de dispersión, mapa de líneas equipotenciales y tabla de valores que respectan a K igual a 4,48 m/d y RCH igual a 58,8 mm/año se encuentran en las Figuras 57 y 58 y en la Tabla 20. Los resultados que constituyen a la recarga de 55,80 mm/año se pueden observar a continuación (Figuras 61 y 62; Tabla 23) y los restantes se adjuntan en el Anexo IV.

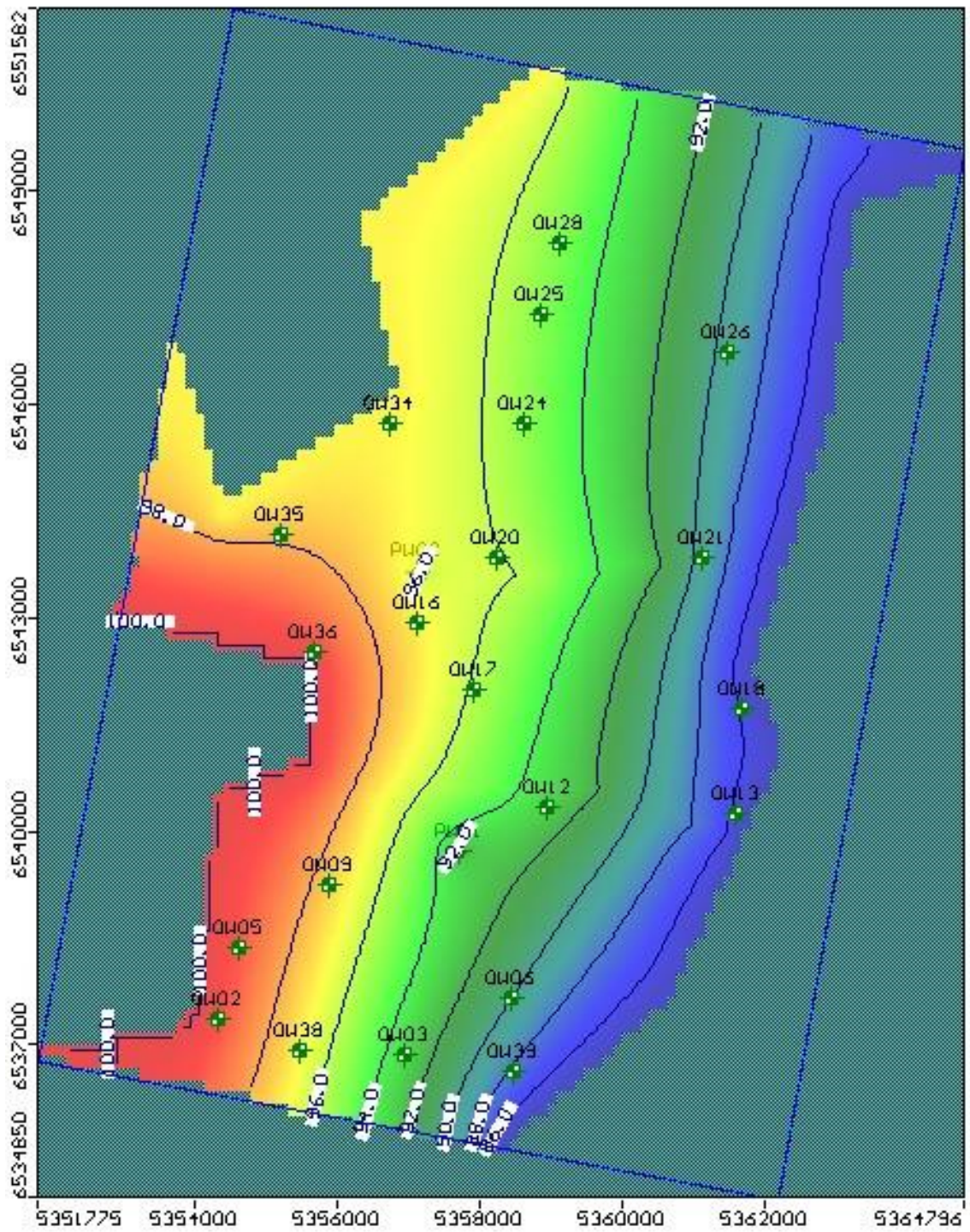


Figura 59. Mapa de Isolíneas con $K: 4,48 \text{ m/d}$ y recarga: $55,80 \text{ mm}$

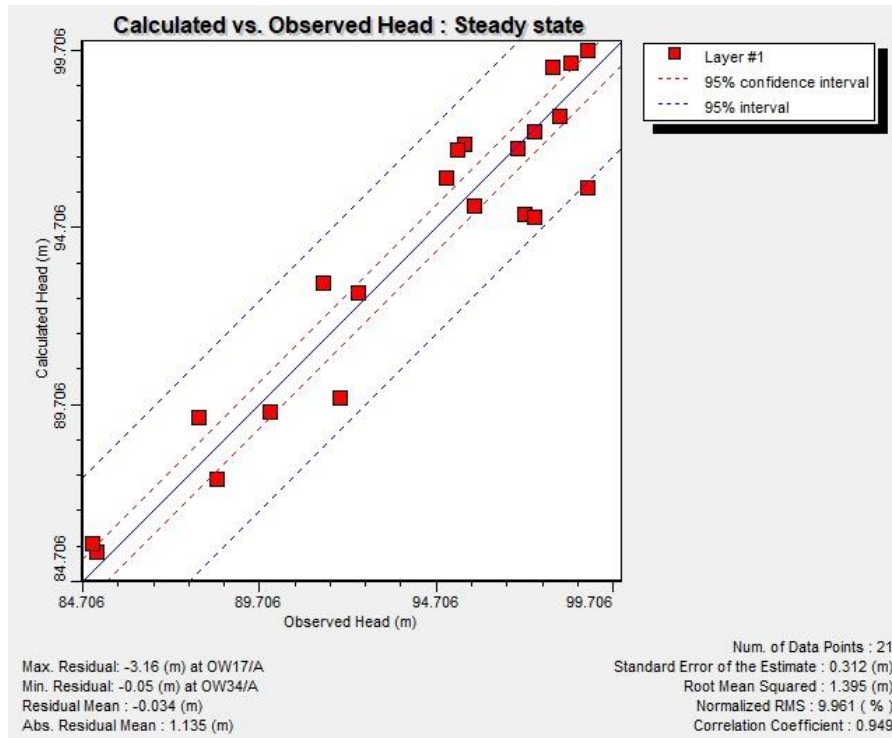


Figura 60. Gráfico de dispersión con $K: 4,48 \text{ m/d}$ y recarga: $55,8 \text{ mm}$

Tabla 22. Valores de cotas en pozos de observación: medidas, calculadas y diferencia

k = 4,48 m/d Recarga = 55,8 mm/año			
OW	Cotas pozos observados (msnm)	Cotas pozos calculados (msnm)	Diferencia (msnm)
OW02	98,50	99,36	0,86
OW03	91,50	93,14	1,64
OW05	98,00	99,23	1,23
OW06	92,00	89,88	2,12
OW09	97,50	97,42	0,08
OW12	92,50	92,85	0,35
OW13	85,10	85,54	0,44
OW16	95,50	97,04	1,54
OW17	99,00	95,84	3,16
OW18	85,00	85,79	0,79
OW20	95,00	96,08	1,08
OW21	88,00	89,34	1,34
OW24	95,80	95,29	0,51
OW25	97,20	95,09	2,11
OW26	90,00	89,51	0,49
OW28	97,50	95,01	2,49
OW34	97,00	96,95	0,05
OW35	98,20	97,83	0,37
OW36	99,00	99,68	0,68
OW38	95,30	96,90	1,60
OW39	88,50	87,60	0,90

2.5 ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE HORIZONTAL EXISTENTE EN LA PLAZA HONDA DE LA CIUDAD DE RAFAELA

La Plaza Honda (Figura 63) se trata de un espacio público que cuenta con una profundidad aproximada de 3 m respecto del nivel del terreno natural y sus medidas en planta son de 45 m de ancho por 80 m de longitud. Este espacio está ubicado en el barrio General San Martín de la ciudad de Rafaela y presenta un sistema de drenaje horizontal que permite el descenso del nivel freático evitando la inundación de la Plaza.

No existe información exacta acerca de la posición y longitud de los drenes colocados, por lo tanto, en las Figuras 64 y 65 se muestra la distribución aproximada del sistema de drenaje.



Figura 61. Plaza Honda - Imagen satelital georeferenciada en el software SURFER



Figura 62. Ubicación aproximada del sistema de drenaje en la Plaza Honda

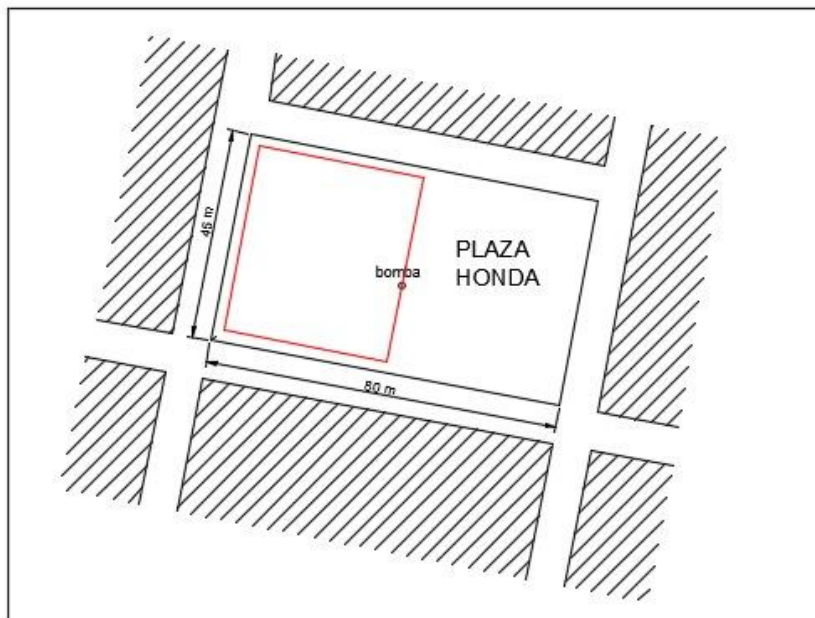


Figura 63. Croquis del sistema de drenaje en la Plaza Honda

La dirección de la obra del sistema de drenaje fue realizada por el Ingeniero Daniel Ferrari, el cual nos brindó información acerca de su diseño y funcionamiento. El sistema de drenaje se extiende perimetralmente en la mitad Oeste del área. El diseño del mismo presenta las siguientes características: Para el material de filtro además del limo que compone el suelo del lugar, se utilizó una mezcla de las denominadas Arenas Río Paraná y Arena Gruesa provenientes de la Arenera del Litoral S.A. Las arenas fueron traídas en bruto desde Santa Fe y en la obra se realizó la mezcla en

las proporciones que se presentan en la Tabla 24. Para el porcentaje de finos necesarios exigidos por el filtro se utilizaron limos correspondientes a la zona de extracción de suelo para la instalación de drenes.

Tabla 23. Dosaje en % de los materiales que componen el filtro del sistema de drenaje en la Plaza Honda

MATERIAL	DOSAJE (%)
Arena Río Paraná	65,00
Arena gruesa	29,00
Limos	6,00

Los tubos y los materiales de filtro utilizados fueron los mismos seleccionados para el sistema de drenaje del Cementerio Parque. Debido a las características químicas del agua, su agresividad frente al hormigón y la posibilidad de presentar incrustaciones se usaron como drenes, tubos de polietileno corrugados ranurados de alta relación sección de paso / sección del dren. Dichos drenes fueron importados desde Brasil y en la actualidad no se encuentran disponibles comercialmente. Los diámetros utilizados fueron de 6" y se encuentran ranurados para evitar que la arena filtre dentro del dren debido a que no presentan ningún geotextil.

Respecto a la pendiente aplicada no se encuentran datos precisos, pero en el proyecto del Cementerio Parque, que se utilizó como guía, la pendiente fue de 0,1 %.

El sistema de la Plaza Honda cuenta con una cisterna ubicada próxima a la fuente central donde se encuentran dos bombas sumergibles. Las bombas utilizadas para este tipo de cisternas funcionan con un flotante que activa el bombeo cuando se alcanza un límite determinado superior y se desactiva al vaciarse la cisterna. La bomba que se encarga de la depresión de la capa freática con una capacidad de 8 m³/h aproximadamente, presenta estos límites para que se logre un trabajo de bombeo en un régimen establecido por el ingreso de agua freática a la cisterna.

Cuando se presentan periodos extensos de lluvias o grandes precipitaciones en poco tiempo la bomba de 8 m³/h (encargada de deprimir el agua freática dispuesta en la cisterna) no logra evacuar la totalidad del agua, por lo tanto, es necesaria la instalación de una segunda bomba de mayor capacidad que funcionará especialmente cuando se supera un determinado nivel en la cisterna. Al no tener datos precisos acerca de qué tipo de bomba se utilizó, se estima que para una lluvia de 50 mm en una hora (acontecimiento extremo en Rafaela), el volumen de agua necesario a evacuar para la superficie de 3.600 m² que presenta la Plaza Honda, precisa de la instalación de una bomba de 60 m³/h para una evacuación durante tres horas, o una bomba de 30 m³/h para un tiempo de evacuación de seis horas.

Existe la posibilidad que las dos bombas estén funcionando al mismo tiempo sin presentar los riesgos de que no comiencen a bombear o se quemen al hacerlo sin agua en la cisterna. Esto es posible debido a que las mismas trabajan con niveles de arranque y parada (mediante el sistema de flotación).

El bombeo del agua (pluvial y freática) se produce desde la cisterna hacia el desagüe pluvial.

Todo el funcionamiento explicado se puede observar gráficamente en el Plano que se encuentra en el Anexo V del presente proyecto y en las Figuras 66, 67 y 68.

Los valores de precipitación, evapotranspiración real, escurrentía y recarga de los años hidrológicos 1990/1991, 1991/1992 y 2018/2019 se demuestran en el volumen de control que se observa en las Figuras 69, 70 y 71. El sistema o volumen de control estudia los modelos matemáticos de sistemas dinámicos, sus propiedades y procesos que se involucran.

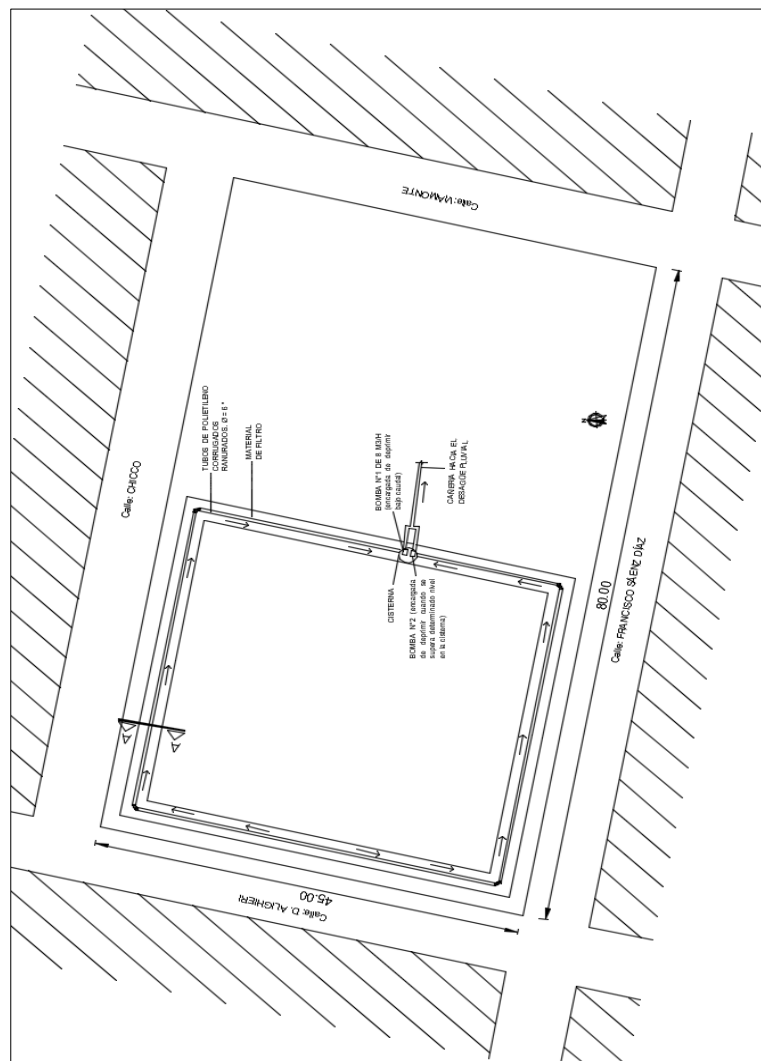


Figura 64. Dibujo en planta del funcionamiento del sistema de drenaje en la Plaza Honda. Recorte del plano que se encuentra en el anexo V.

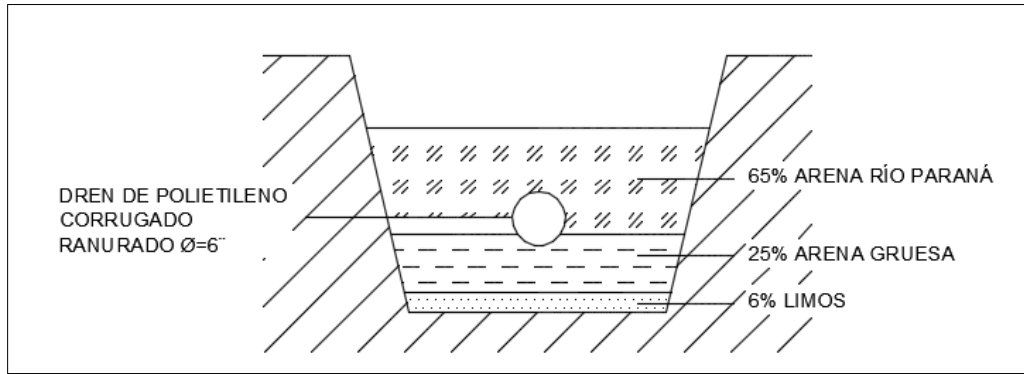


Figura 65. Corte A-A

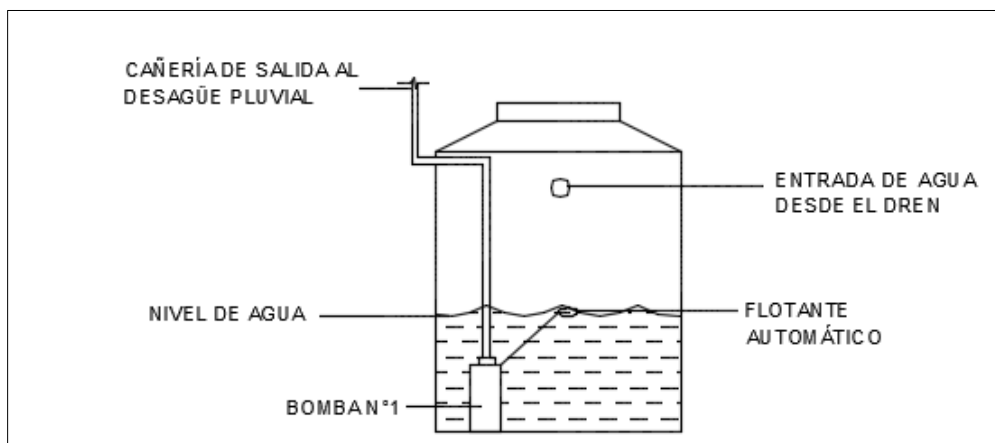


Figura 66. Representación esquemática de la cisterna.

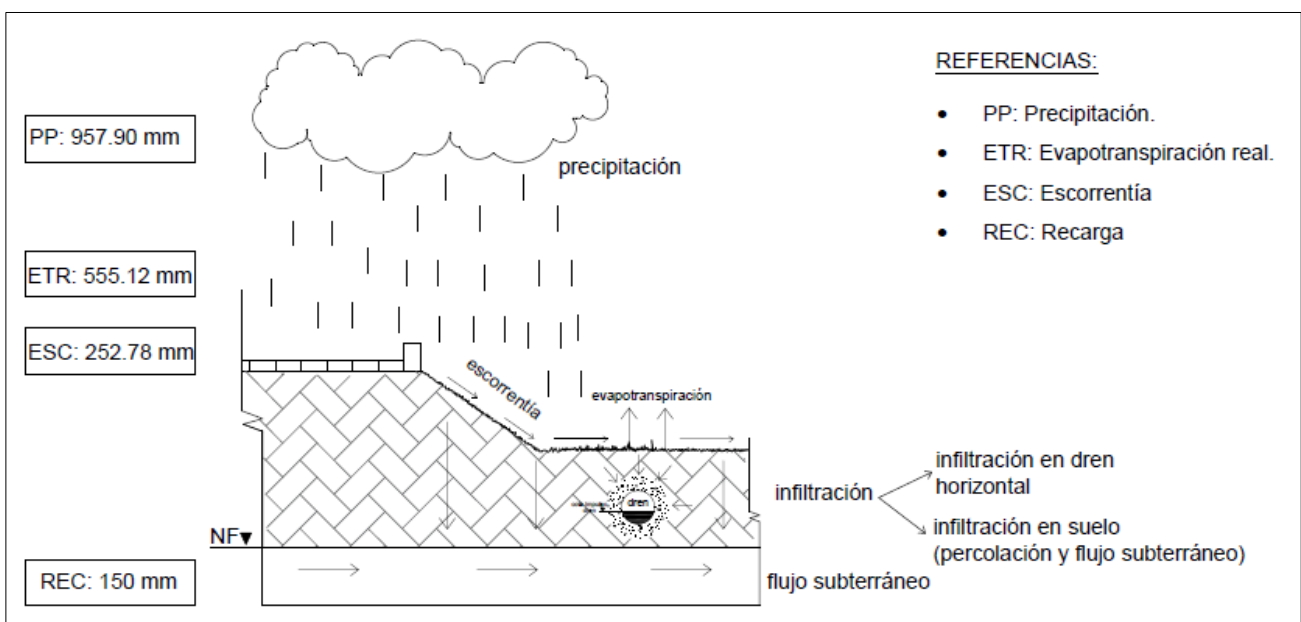


Figura 67. Unidad de control Año Hidrológico 1990-1991

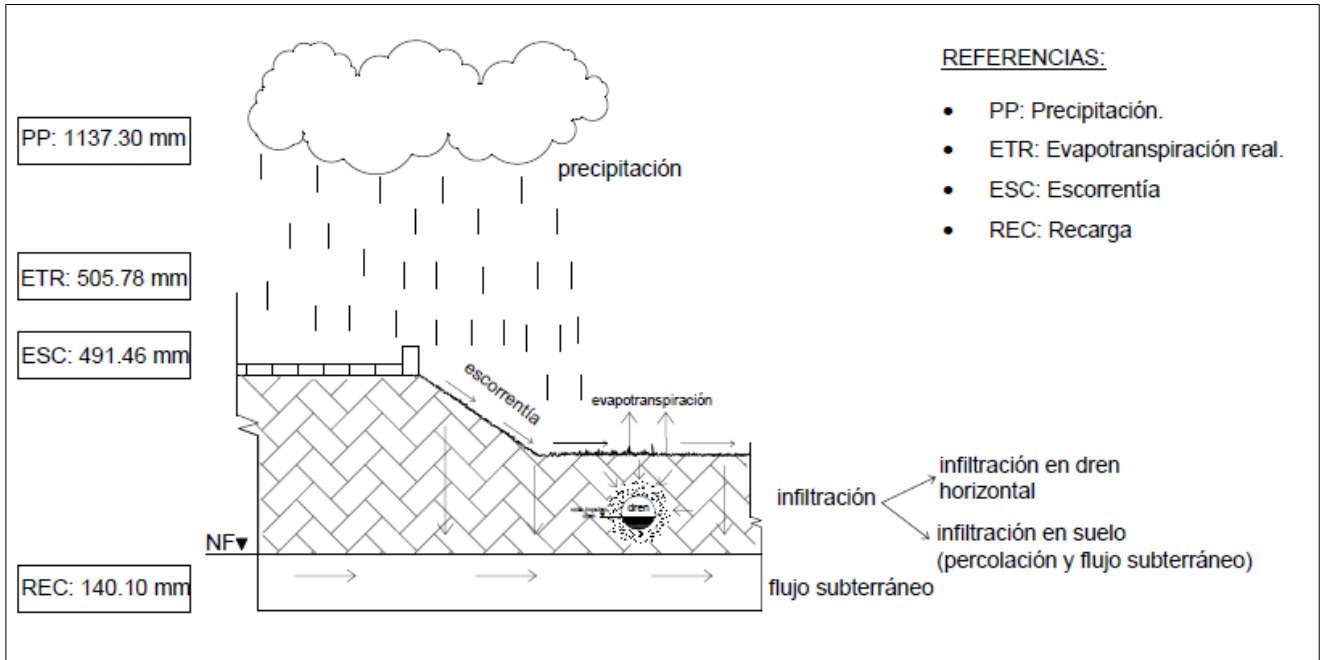


Figura 68. Unidad de control del Año Hidrológico 1991-1992

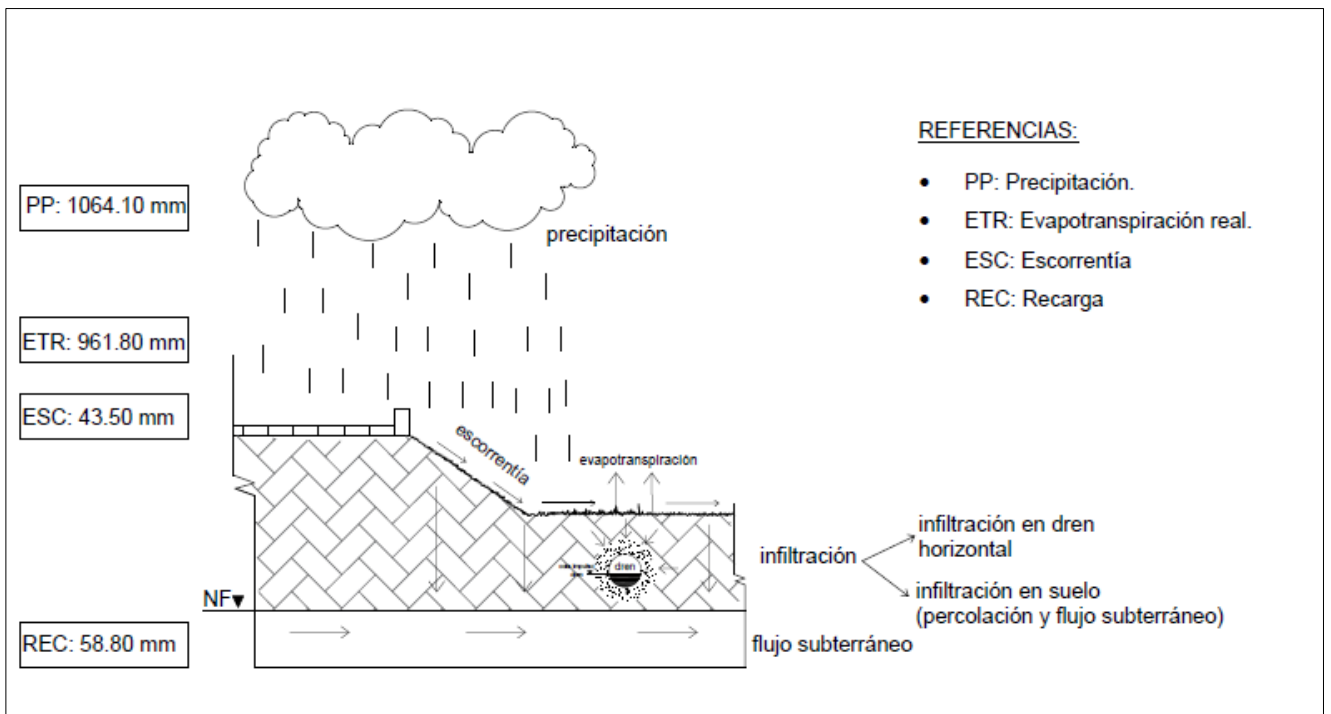


Figura 69. Unidad de control del Año Hidrológico 2018-2019

2.5.1 Aplicación del modelo numérico en la Plaza Honda

A partir del modelo numérico realizado con la zona de estudio del Rectángulo Catastral se ejecutaron dos nuevos modelos para poder estudiar en profundidad el funcionamiento de los drenes ubicados en la Plaza Honda, los mismos se detallan a continuación.

Se ejecutó un modelo con una zona de estudio más pequeña donde se puede observar solo la manzana en la que se encuentra la Plaza Honda (denominado Modelo A) y el otro modelo con una zona de trabajo de mayor amplitud en el cual se consideraron una mayor cantidad de cuadras y la plaza se encuentra aproximadamente en el centro (denominado Modelo B).

Se analizaron ambos resultados debido a que, en el Modelo B se considera una mayor zona de estudio. Las condiciones de borde no afectan a los resultados del funcionamiento del drenaje existente. Esto se debe a que existe una mayor distancia entre dichas condiciones y las últimas isoclinas de variación de los niveles freáticos. Cuando la última línea de variación del nivel freático se encuentra muy cercana al contorno (situación que sucede en Modelo A se produce una interrupción en las condiciones de borde y el modelo no funciona de manera ideal, por lo que se genera un error numérico. No obstante, en este caso el error numérico mencionado es tan pequeño que prácticamente no se percibe, aunque de igual manera existe.

El mallado definido en estos casos corresponde a una cuadrícula de 100 filas por 100 columnas. Para determinar las condiciones de contorno se observaron las coordenadas de la Plaza Honda en el *software* GLOBAL MAPPER y de esta forma se ubicaron en el modelo numérico del Rectángulo Catastral en el *software* VISUAL MODFLOW. De esta manera se obtuvo el nivel freático en la zona de estudio que se desea analizar, este nivel es de 96,5 msnm y se puede observar en la marca roja que se ve en la Figura 72.

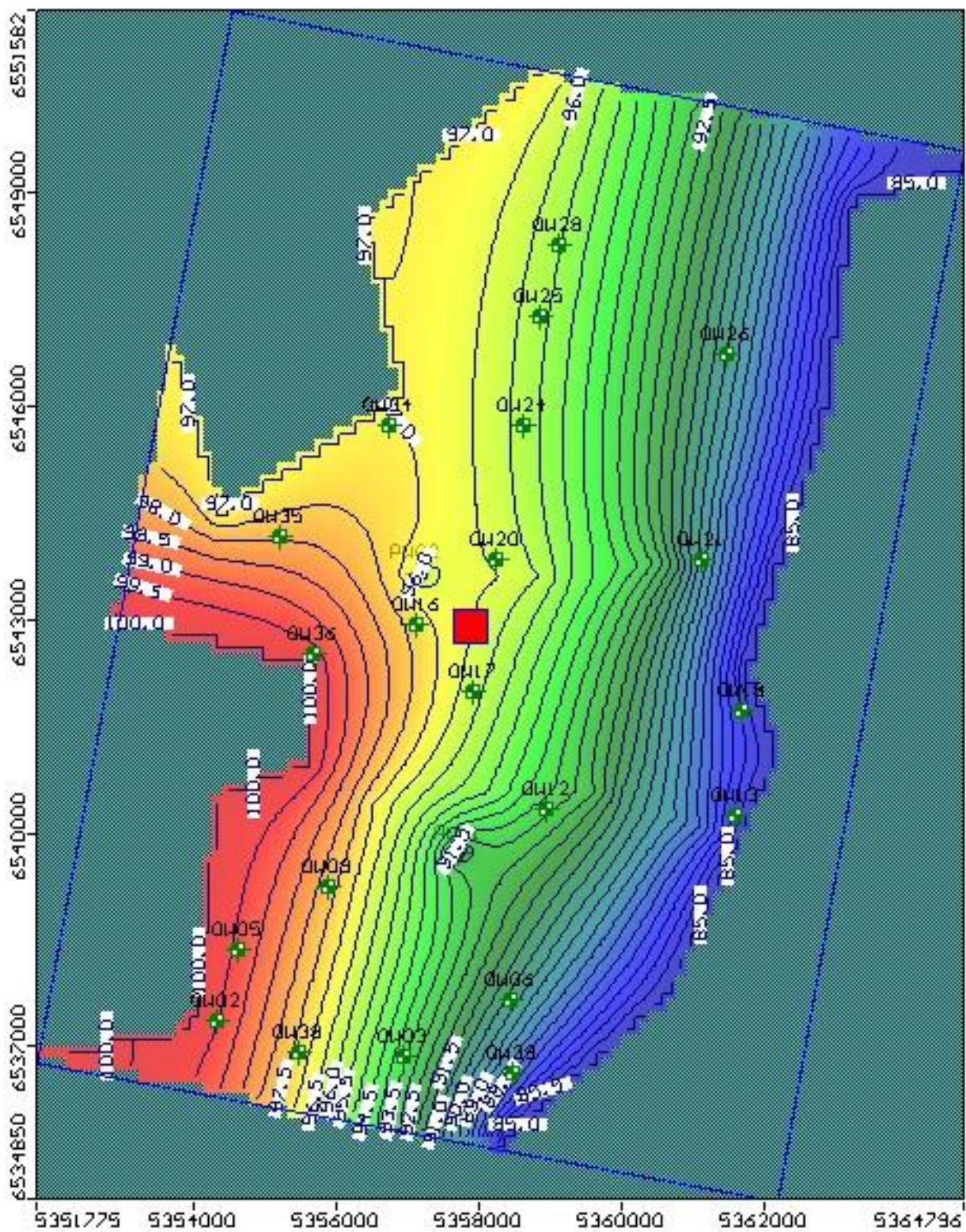


Figura 70. Determinación del nivel freático en la zona de la Plaza Honda

2.5.1.1 Análisis del Modelo A

Las dimensiones que se delimitaron en el Modelo A son de aproximadamente 100 m por 100 m. Las coordenadas utilizadas correspondientes al Sistema Gauss Kruger Faja 5 que se extrajeron desde el Software GLOBAL MAPPER se presentan a continuación:

- Y máxima = 6.541.319,89
- Y mínima = 6.541.268,47
- X máxima = 5.357.420,31
- X mínima = 5.357.336,57

Luego de completar todos los parámetros de entrada especificados en el Apartado 2.4.2 para crear un nuevo modelo se cargó el archivo de la Plaza Honda en formato TIFF (Figura 73).

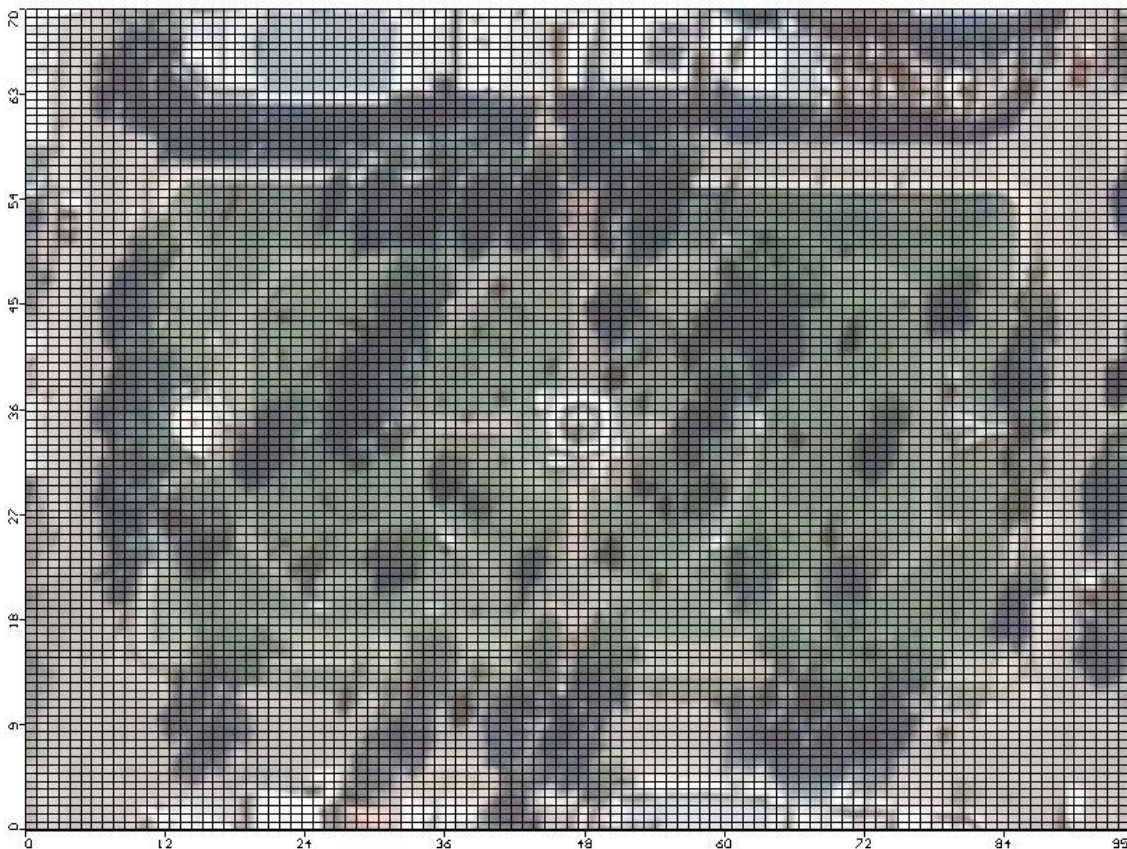


Figura 71. Georeferenciación del Modelo A donde se pueden observar el archivo TIFF de la Plaza Honda y el mallado de 100x100

Una vez abierto el modelo se definieron las condiciones de contorno en todo el perímetro (Constant Head = 96,5 msnm), se colocó la bomba que se encuentra en la cisterna con un caudal de 192 m³/d y finalmente se agregaron los drenes con una profundidad igual a 1,50 m por lo que en el modelo significó el siguiente valor:

- Profundidad de los drenes existentes: $96,5 \text{ m} - 1,50 \text{ m} = 95 \text{ m}$.

El modelo con dichos parámetros y las correspondientes celdas inactivas se puede apreciar en la Figura 74.



Figura 72. Visualización en el VISUAL MODFLOW del Modelo A con sus condiciones de contorno, sistema de drenaje y bomba correspondiente.

Se analizaron los resultados colocando la bomba que se encuentra dentro de la cisterna en el centro de la plaza y además se observaron los resultados en otro modelo sin tener en cuenta el funcionamiento de la misma. De esta forma se pueden estudiar dos escenarios: el primero muestra el flujo que lleva el sistema de drenaje hacia la cisterna y el segundo analiza cómo funciona dicho sistema al activarse un bombeo paralelo. Esto se basa en lo explicado en el inicio del Título 2.5, donde se afirma que los drenes llevan el flujo de agua subterránea hacia la cisterna, para luego bombearla al desagüe pluvial y en situaciones de grandes precipitaciones se incorpora una segunda bomba complementando el trabajo del sistema de drenaje.

Para poder hacer un análisis más exacto, se consideraron diferentes conductancias en los drenes ya que no se cuenta con información rigurosa al respecto y los valores con los que se trabajaron son los siguientes.

- Conductancia 1: $10 \text{ m}^2/\text{día}$
- Conductancia 2: $50 \text{ m}^2/\text{día}$

- Conductancia 3: 100 m²/día
- Conductancia 4: 500 m²/día

2.5.1.1.1 Resultados del Modelo A considerando bombeo

Se presentan los mapas de isolíneas de los niveles freáticos de cada modelo con las diferentes conductancias nombradas (Figuras 75, 76, 77 y 78) y el gráfico de barras donde se pueden observar las entradas y salidas de flujo subterráneo (Figuras 79, 80, 81 y 82). En dichos gráficos al modificar la conductancia C se observa una pequeña variación al estudiar los mapas de isolíneas y una diferencia significativa en el caudal de entrada y salida.

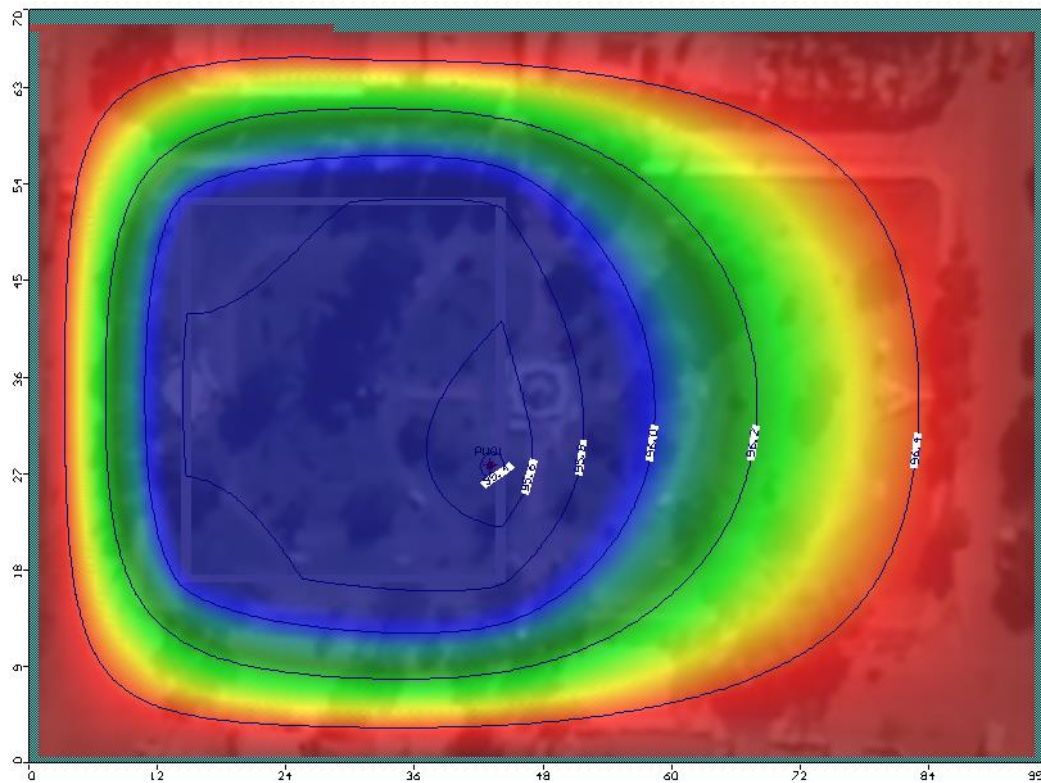


Figura 73. Mapa de isolíneas del nivel freático con conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba) – Isolíneas (95,40 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.)

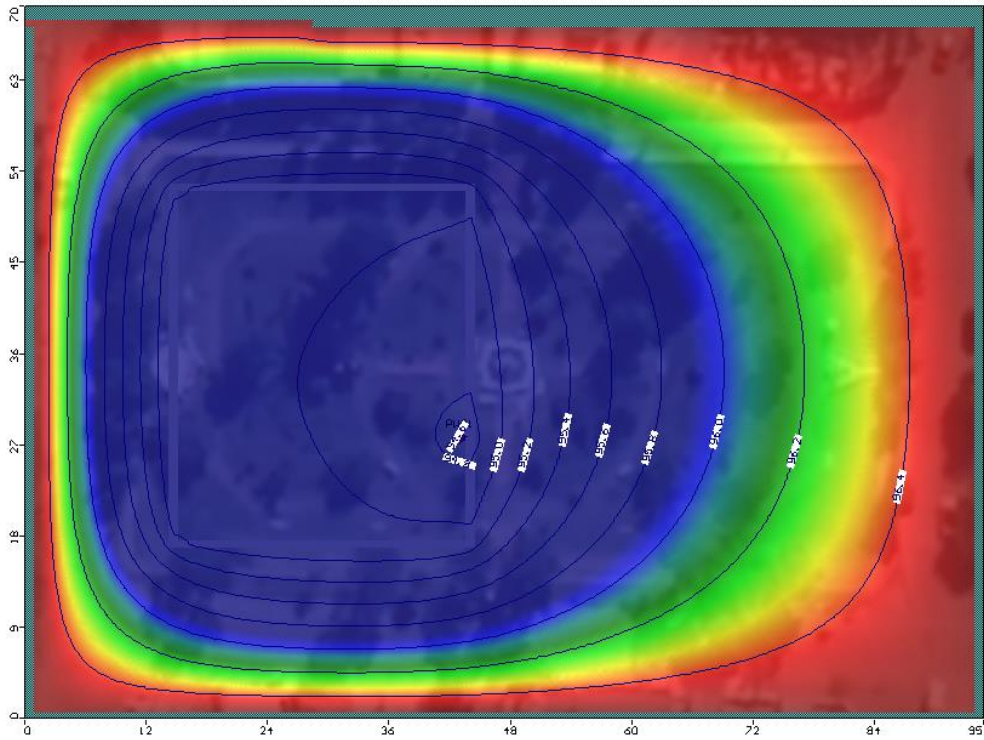


Figura 74. Mapa de isólinas del nivel freático con conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba) – Isólinas (94,60 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

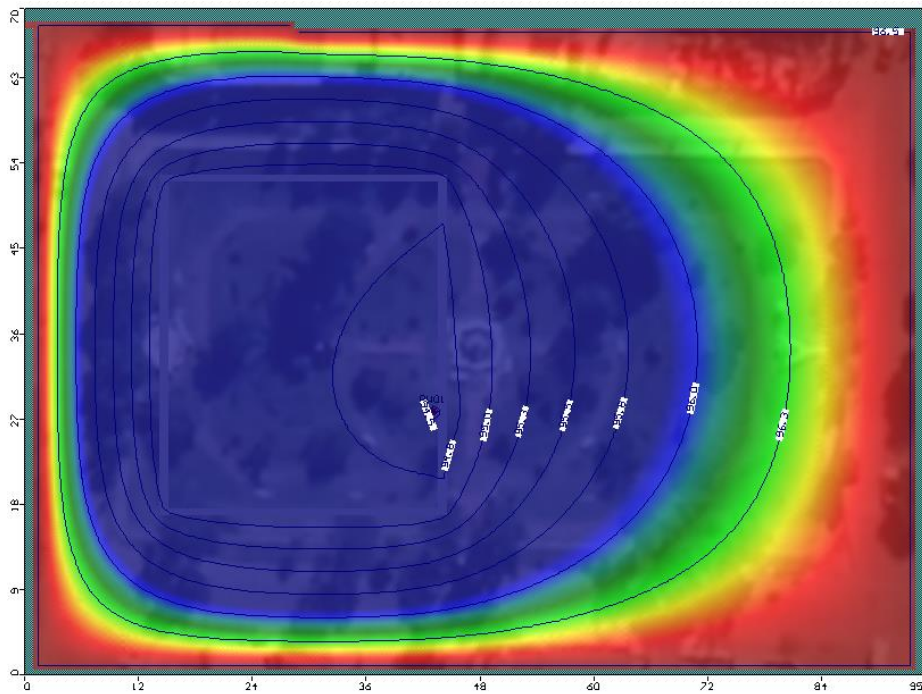


Figura 75. Mapa de isólinas del nivel freático con conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba) - Isólinas (94,50 m.s.n.m. – 96,30 m.s.n.m.).

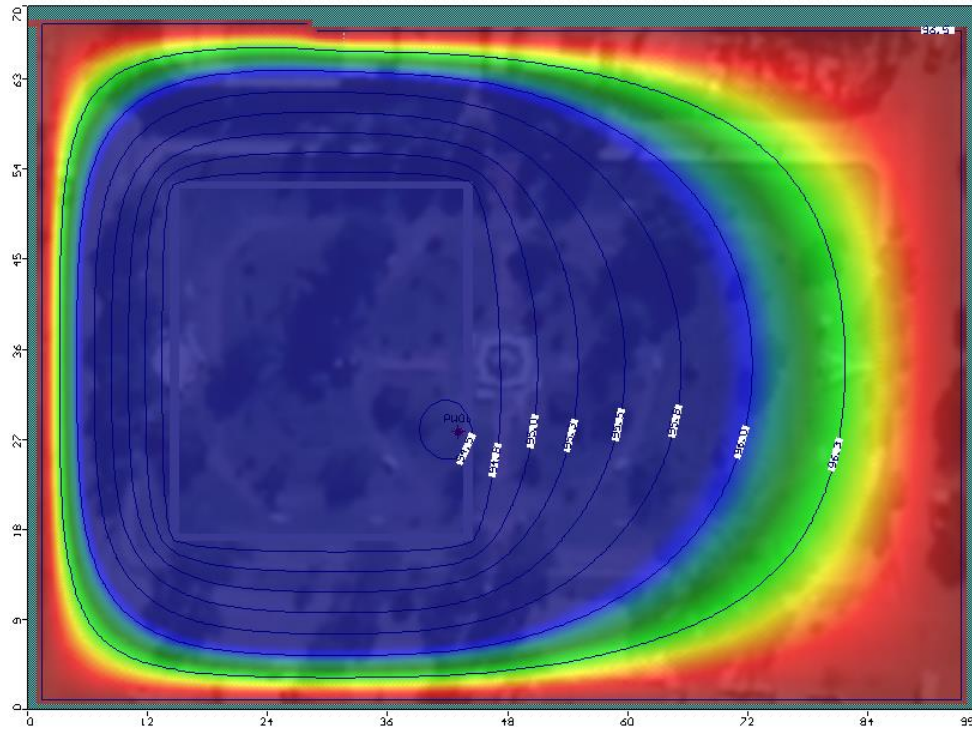


Figura 76. Mapa de isótopas del nivel freático con conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba) - Isótopas (94,50 m.s.n.m. – 96,30 m.s.n.m.).

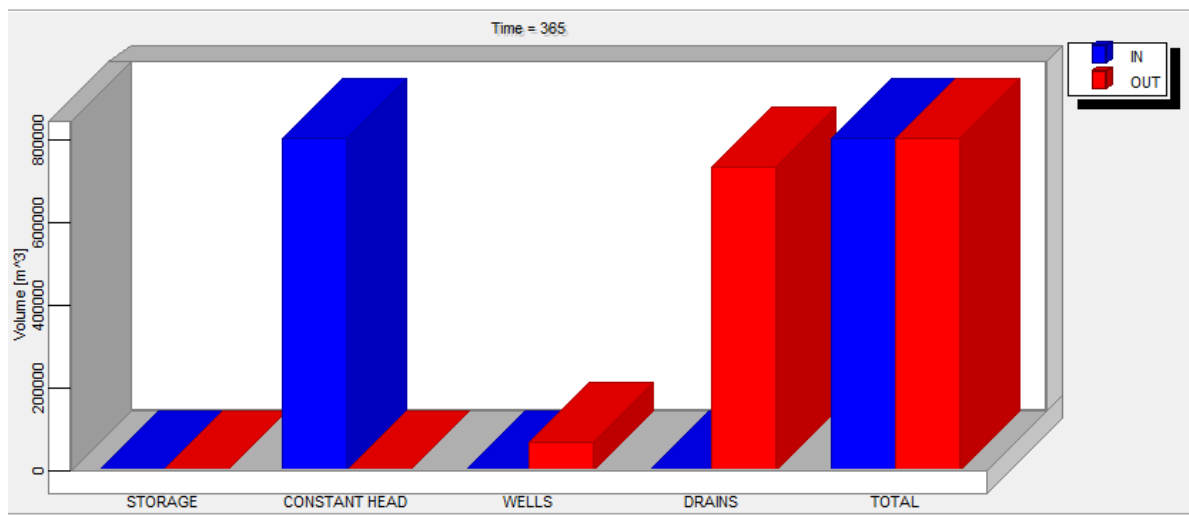


Figura 77. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba)

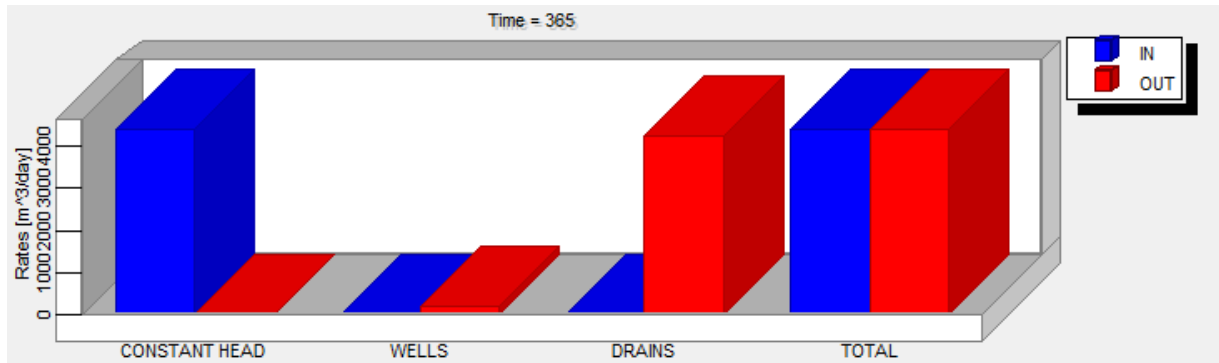


Figura 78. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba)

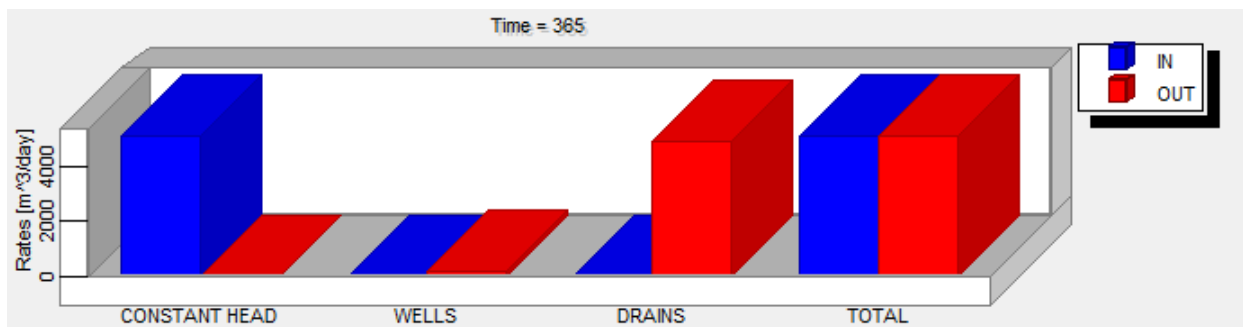


Figura 79. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba)

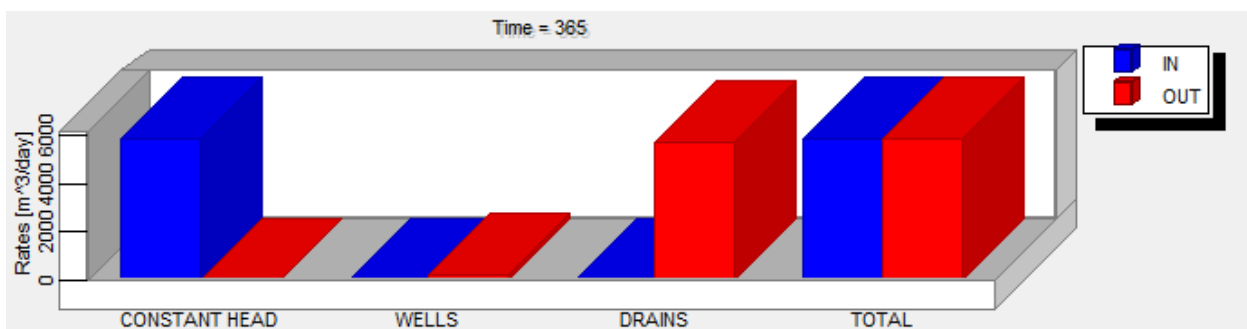


Figura 80. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A con bomba)

A continuación, se puede observar el balance de masas (Tabla 25) de cada modelo arrojado por VISUAL MODFLO donde se encuentra el detalle del caudal de entrada (considerado como IN en el software) y del caudal de salida (considerado como OUT en el software). Se demuestra que cuando la conductancia del sistema de drenajes es igual a $500 \text{ m}^2/\text{día}$ existe una menor discrepancia entre las entradas y salidas del modelo.

Tabla 24. Balance de masas (Modelos A con bomba)

Modelo A con bomba - Conductancia C = 10 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	2.201,25	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	2.201,25	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	2.207,75	m ³ /día
Total salidas	2.207,75	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-6,49	m ³ /día
Diferencia	-0,29	%

Modelo A con bomba - Conductancia C = 50 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	4.407,02	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	4.407,02	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	4.415,40	m ³ /día
Total salidas	4.415,40	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-8,39	m ³ /día
Diferencia	-0,19	%

Modelo A con bomba - Conductancia C = 100 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	5.101,55	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	5.101,55	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	5.108,39	m ³ /día
Total salidas	5.108,39	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-6,84	m ³ /día
Diferencia	-0,13	%

Modelo A con bomba - Conductancia C = 500 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	5.886,49	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	5.886,49	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	5.889,60	m ³ /día
Total salidas	5.889,60	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-3,11	m ³ /día
Diferencia	-0,05	%

2.5.1.1.2 Resultados del Modelo A sin considerar la bomba

Se presentan los mapas de isolíneas de los niveles freáticos de cada modelo con las diferentes conductancias (Figuras 83, 84, 85 y 86) y el gráfico de barras donde con las entradas y salidas de flujo (Figuras 87, 88, 89 y 90). Al igual que en el modelo donde se consideró la bomba, al variar la conductancia se observa una pequeña variación en cuanto a las isolíneas y una mayor diferencia cuando se analizan los caudales de entrada y de salida.

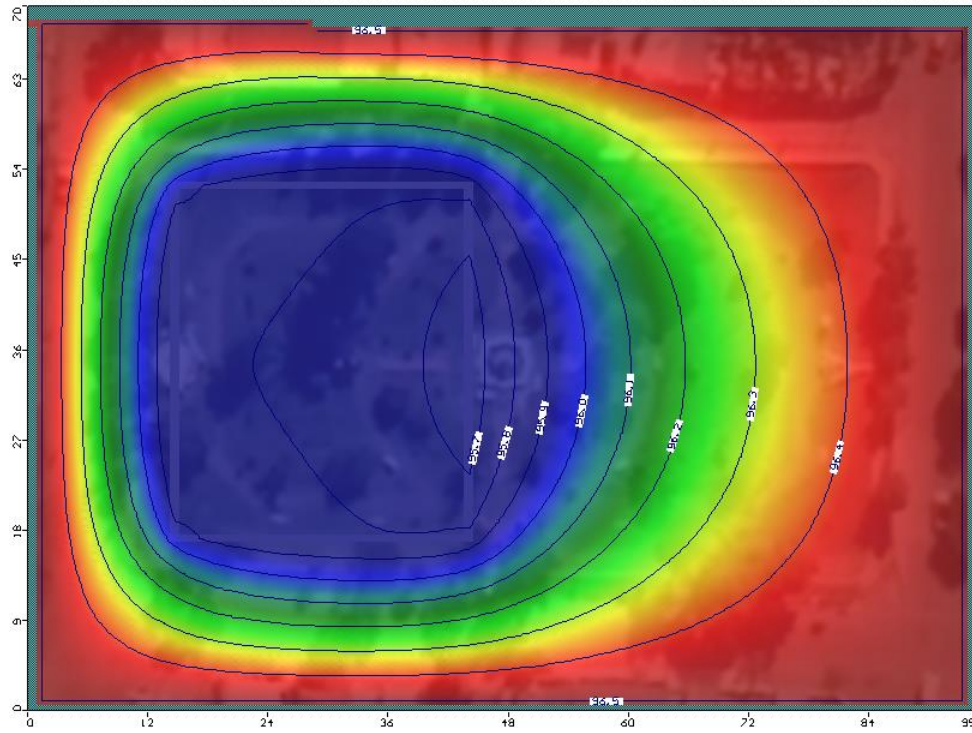


Figura 81. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba) - Isótopos (95,7 m.s.n.m. – 96,4 m.s.n.m.).

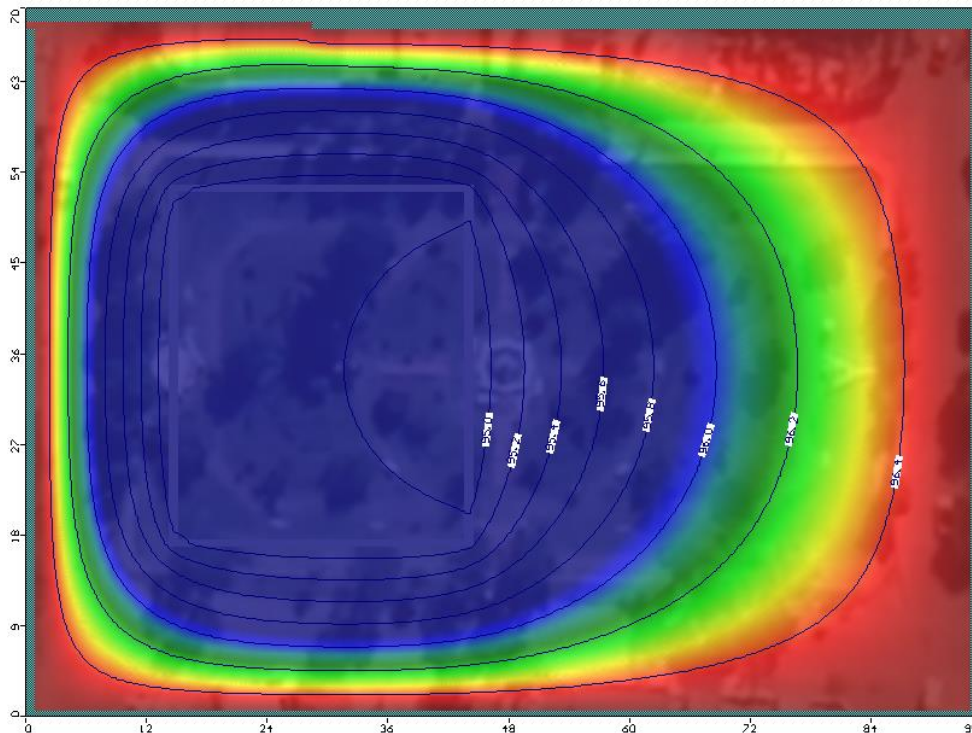


Figura 82. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba) - Isótopos (95,00 m.s.n.m. – 96,4 m.s.n.m.).

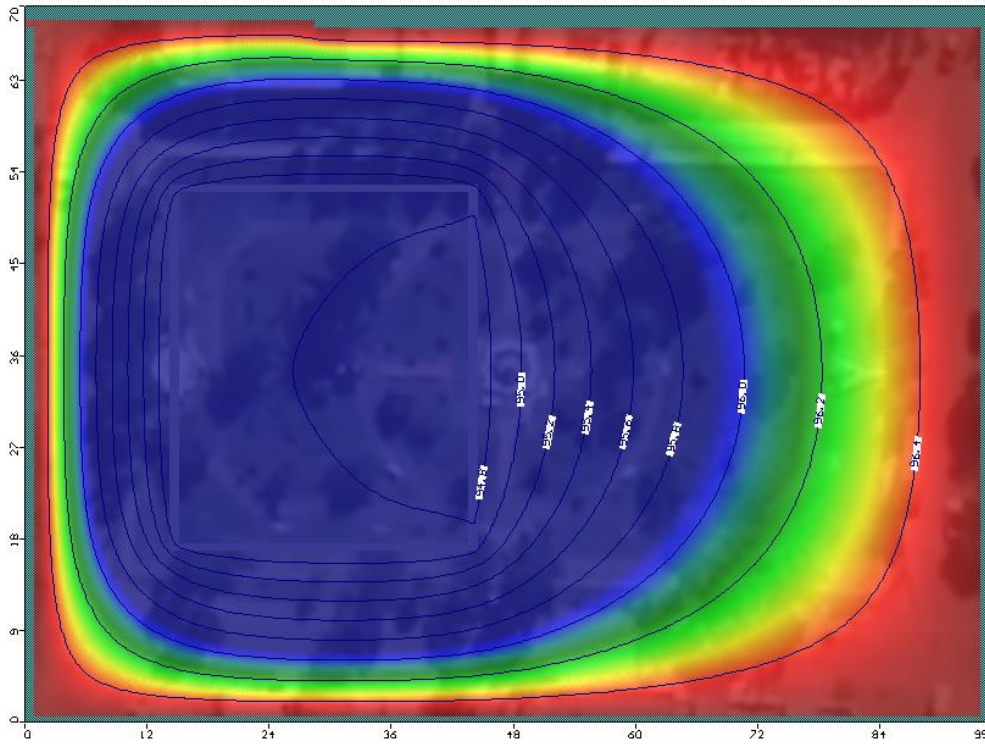


Figura 83. Mapa de isótopas del nivel freático con conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba) - Isótopas (95,00 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

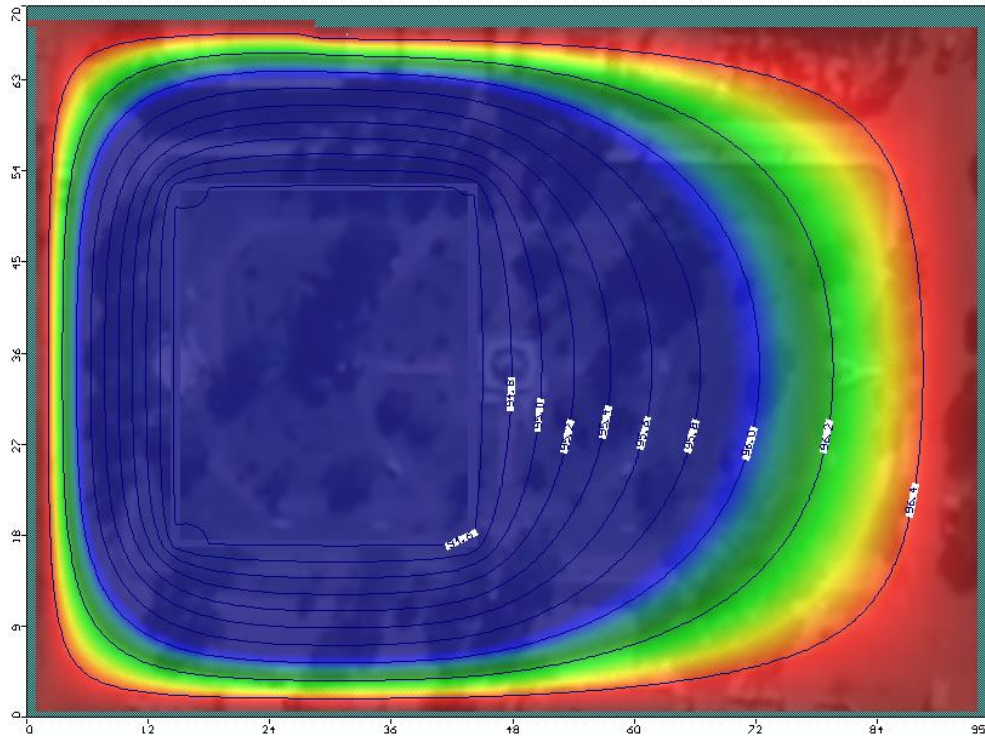


Figura 84. Mapa de isótopas del nivel freático con conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba) - Isótopas (91,60 m.s.n.m. – 96,4 m.s.n.m.).

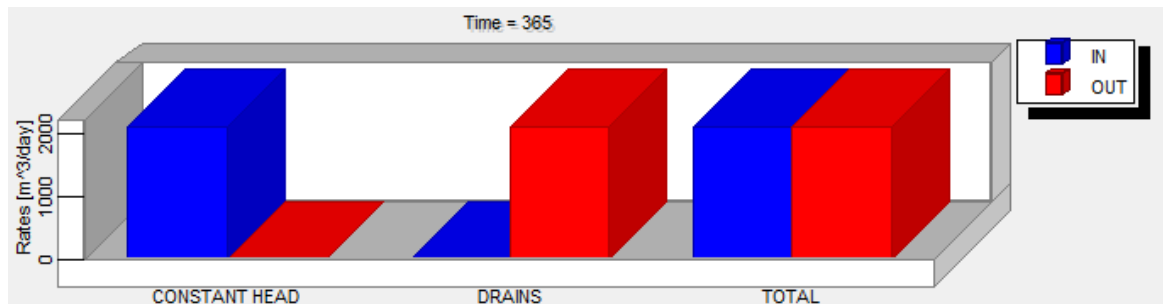


Figura 85. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba)

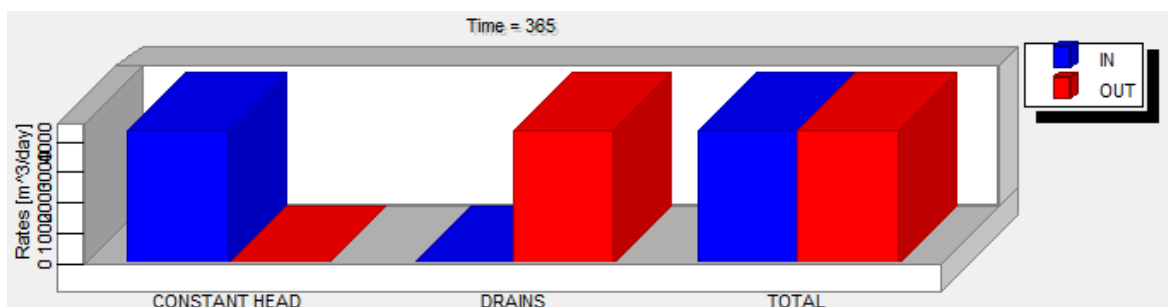


Figura 86. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba)

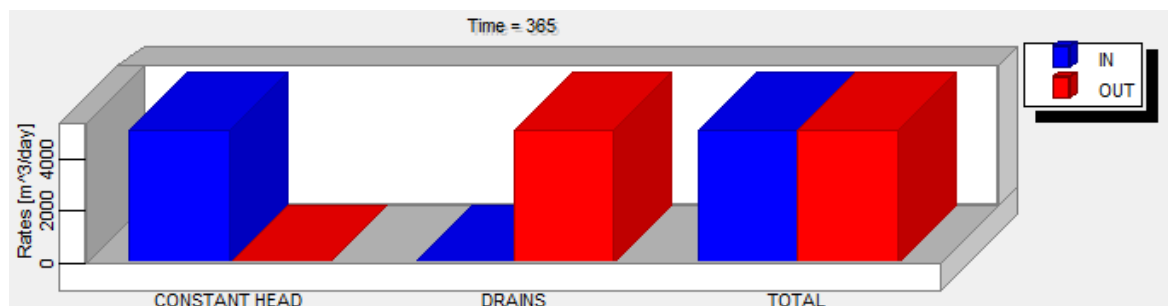


Figura 87. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba)

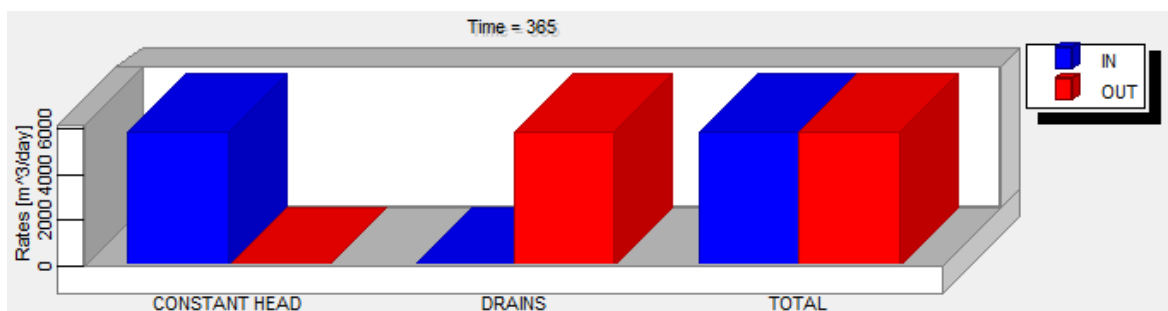


Figura 88. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo A sin bomba)

A continuación, se puede analizar el balance de masas (Tabla 26) de cada modelo arrojado por VISUAL MODFLOW, donde se encuentra el detalle del caudal de entrada (considerado como IN en el *software*) y del caudal de salida (considerado como OUT en el *software*). En este caso el resultado difiere del Modelo A con bomba ya que existe una menor discrepancia entre las entradas y salidas del modelo cuando la conductancia del sistema de drenajes es igual a 100 m²/día.

Tabla 25. Balance de masas (Modelos A sin bomba)

Modelo A sin bomba - Conductancia C = 10 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	2.085,59	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	2.085,59	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	2.097,31	m ³ /día
Total salidas	2.097,31	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-11,72	m ³ /día
Diferencia	-0,56	%

Modelo A sin bomba - Conductancia C = 50 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	4.369,25	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	4.369,25	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	4.377,15	m ³ /día
Total salidas	4.377,15	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-7,90	m ³ /día
Diferencia	-0,18	%

Modelo A sin bomba - Conductancia C = 100 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	5.082,02	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	5.082,02	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	5.088,56	m ³ /día
Total salidas	5.088,56	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-6,54	m ³ /día
Diferencia	-0,13	%

Modelo A sin bomba - Conductancia C = 500 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	5.881,35	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	5.881,35	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	5.889,80	m ³ /día
Total salidas	5.889,80	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-8,45	m ³ /día
Diferencia	-0,14	%

2.5.1.2 Análisis del modelo B

Las medidas que identifican al Modelo B son aproximadamente 800 m por 800 m. Las coordenadas utilizadas correspondientes al Sistema Gauss Kruger Faja 5 que se extrajeron desde el Software GLOBAL MAPPER se presentan a continuación:

- Y máxima = 6.541.798,66
- Y mínima = 6.540.998,21
- X máxima = 5.357.810,52

- X mínima = 5.357.082,58

Se completan todos los parámetros de entrada de la misma manera que en el Modelo A, luego al cargar el archivo de la Plaza Honda en formato TIFF se puede observar como en la Figura 91.



Figura 89. Georreferenciación del Modelo B donde se pueden observar el archivo TIFF de la Plaza Honda y el mallado de 100x100

En el presente modelo también se analizaron los resultados con la bomba y sin su colocación variando la conductancia con los mismos valores que se estudiaron para el Modelo A. Esto se realizó por los motivos ya descritos en el Apartado 2.5.1.1.

2.5.1.2.1 Resultados del Modelo B considerando la bomba

Se presentan los mapas de isolíneas de los niveles freáticos de cada modelo con las diferentes conductancias nombradas (Figuras 92, 93, 94 y 95) y el gráfico de barras donde se pueden observar las entradas y salidas de flujo (Figuras 96, 97, 98 y 99). Se observa una pequeña variación en cuanto a los resultados de isolíneas y una diferencia más significativa al analizar el caudal de entrada y salida cuando se modifica la conductancia C.

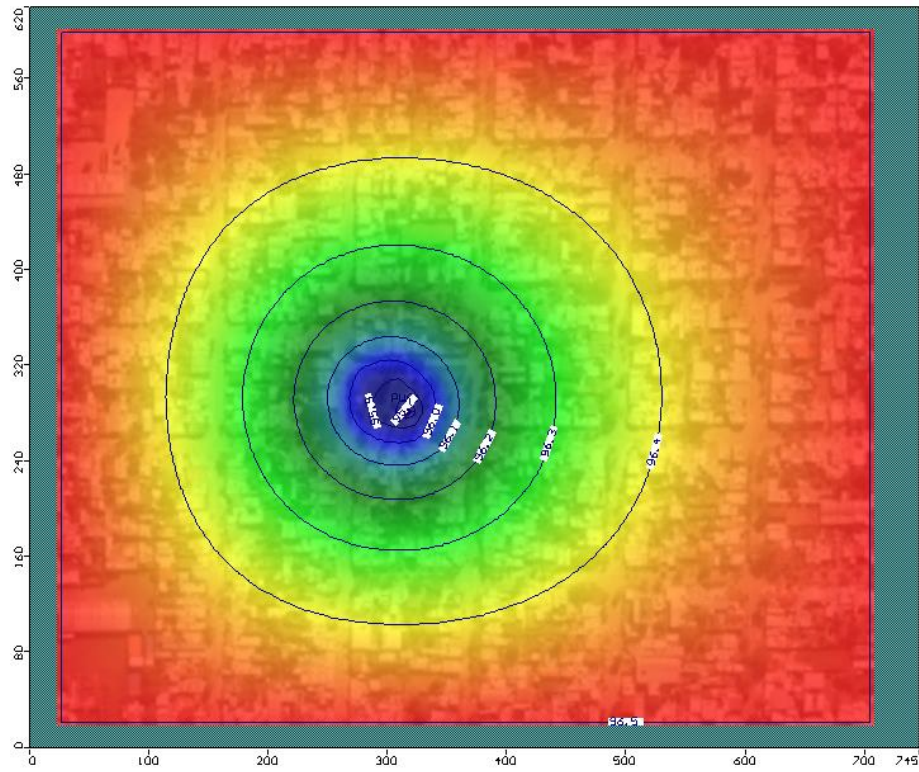


Figura 90. Mapa de isólinas del nivel freático con conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba) - Isólinas (95,70 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

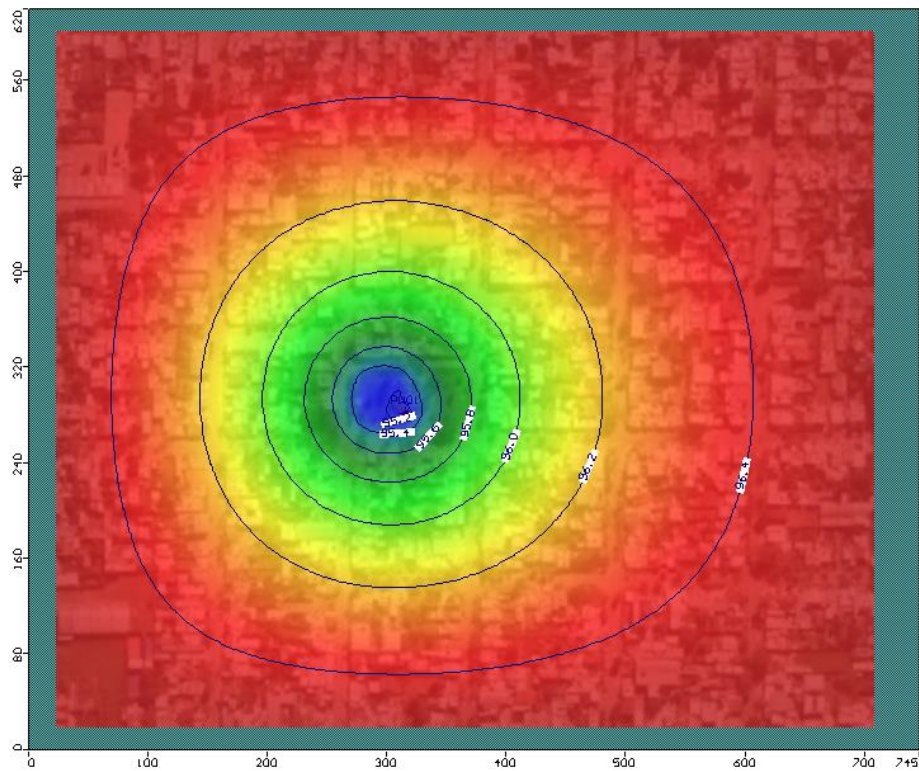


Figura 91. Mapa de isólinas del nivel freático con conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba) - Isólinas (95,20 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

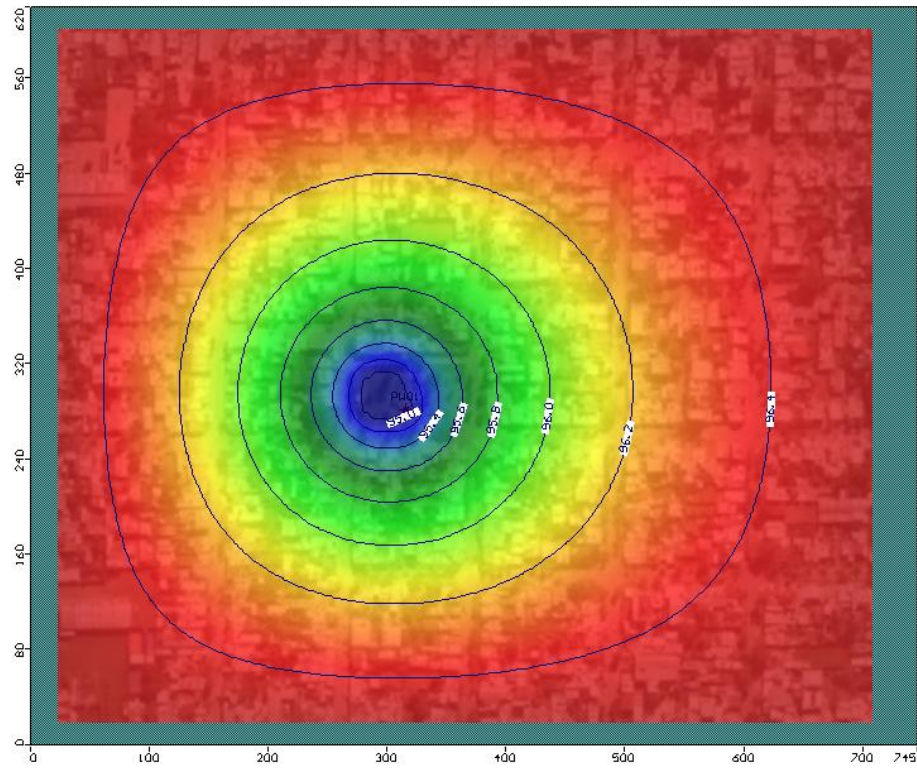


Figura 92. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba) - Isótopos (95,00 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

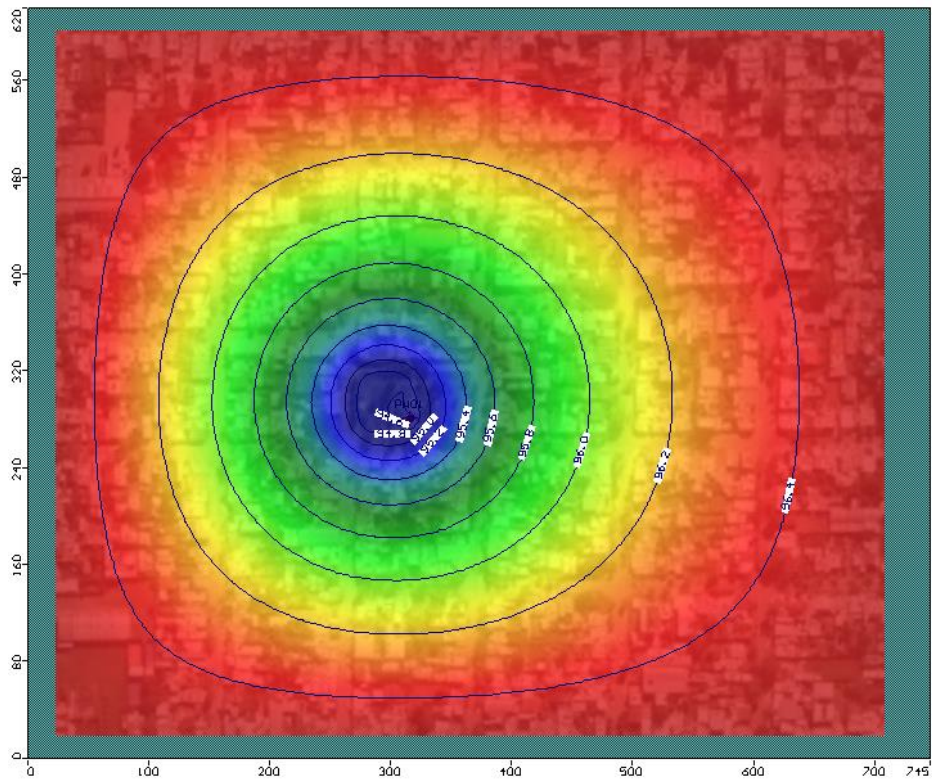


Figura 93. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba) - Isótopos (94,60 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

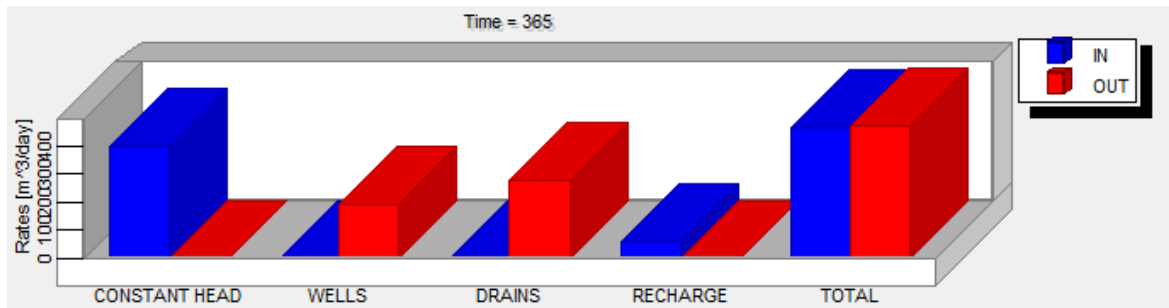


Figura 94. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba)

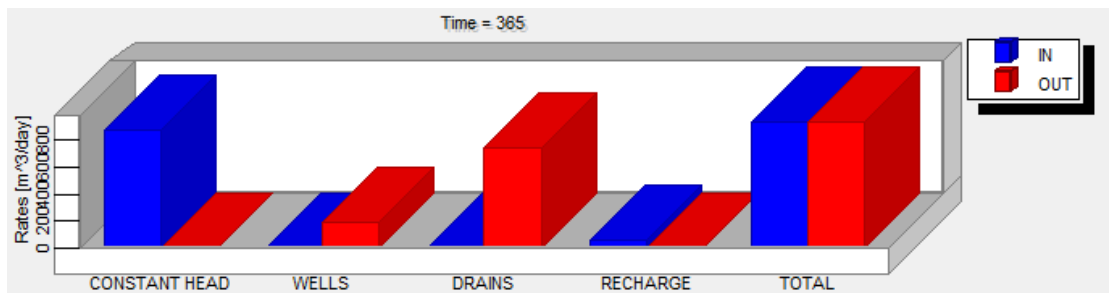


Figura 95. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba)

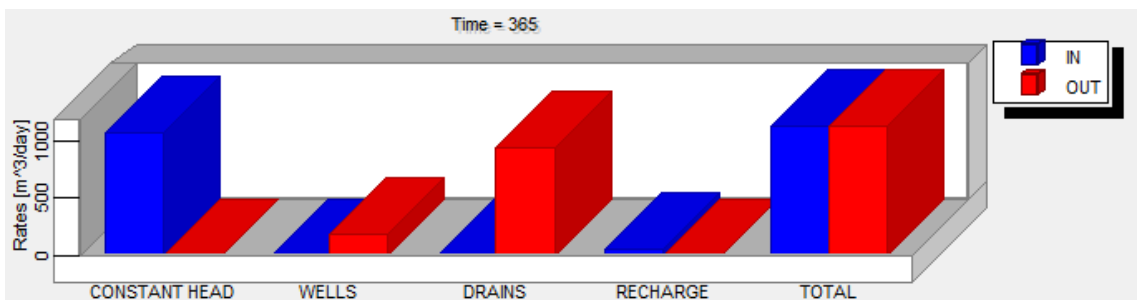


Figura 96. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba)

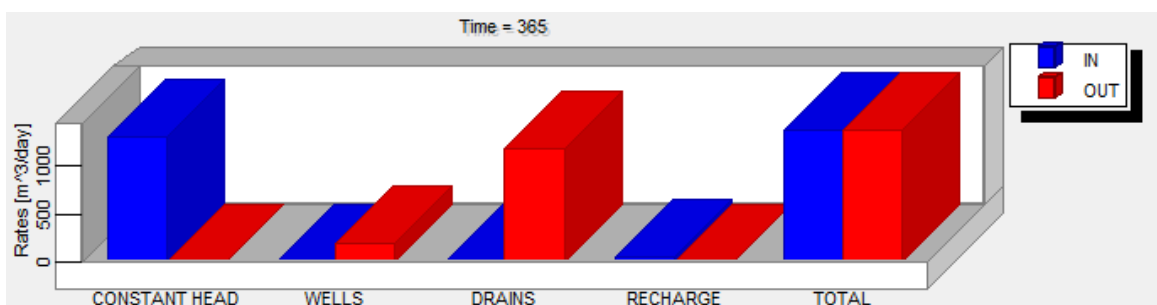


Figura 97. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B con bomba)

A continuación, se muestra el balance de masas correspondiente a cada Modelo B con la variación de la conductancia en el sistema de drenaje. Se verifica que existe una menor discrepancia entre las entradas y salidas del modelo cuando la conductancia del sistema de drenajes es mayor por lo que cuando C es igual a 500 m²/día se arroja un mejor resultado.

Tabla 26. Balance de masas (Modelos B con bomba).

Modelo B con bomba - Conductancia C = 10 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	399,53	m ³ /día
Recarga (Recharge)	61,69	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	461,22	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Recarga (Recharge)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	469,95	m ³ /día
Total salidas	469,95	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-8,73	m ³ /día
Diferencia	-1,88	%

Modelo B con bomba - Conductancia C = 50 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	867,03	m ³ /día
Recarga (Recharge)	61,69	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	928,72	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Recarga (Recharge)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	932,64	m ³ /día
Total salidas	932,64	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-3,92	m ³ /día
Diferencia	-0,42	%

Modelo B con bomba - Conductancia C = 100 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	1.061,42	m ³ /día
Recarga (Recharge)	61,69	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	1.123,11	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Recarga (Recharge)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	1.127,11	m ³ /día
Total salidas	1.127,11	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-4,00	m ³ /día
Diferencia	-0,36	%

Modelo B con bomba - Conductancia C = 500 m ² /día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	1.312,40	m ³ /día
Recarga (Recharge)	61,69	m ³ /día
Dren (bomba)	0,00	m ³ /día
Total entradas	1.374,09	m ³ /día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m ³ /día
Recarga (Recharge)	0,00	m ³ /día
Dren (bomba)	1.377,11	m ³ /día
Total salidas	1.377,11	m ³ /día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-3,02	m ³ /día
Diferencia	-0,22	%

2.5.1.2.2 Resultados del Modelo B sin considerar la bomba

Se presentan los mapas de isolíneas de los niveles freáticos de cada modelo con las diferentes conductancias nombradas (Figuras 100, 101, 102 y 103) y el gráfico de barras donde se pueden observar las entradas y salidas de flujo (Figuras 104, 105, 106 y 107). Se observa una notable variación de este modelo comparándolo con el Modelo B que incluye la bomba.

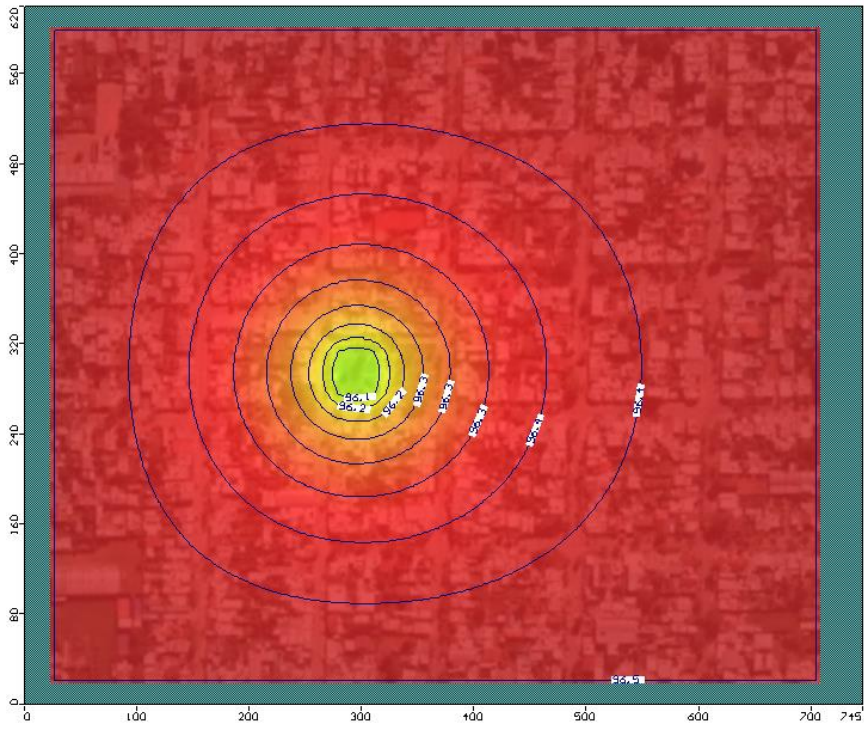


Figura 98. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba) - Isótopos (96,10 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

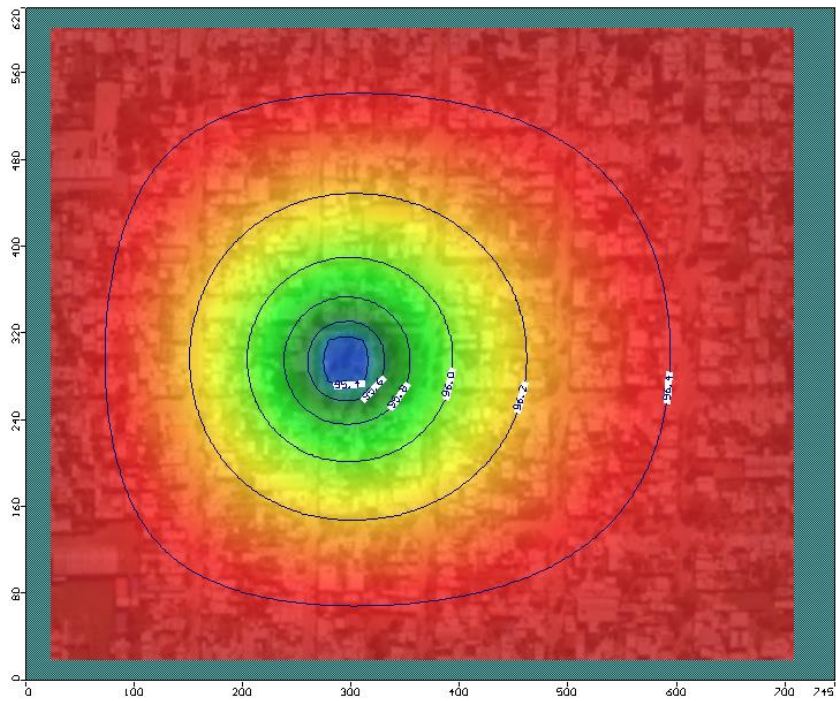


Figura 99. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba) - Isótopos (95,40 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

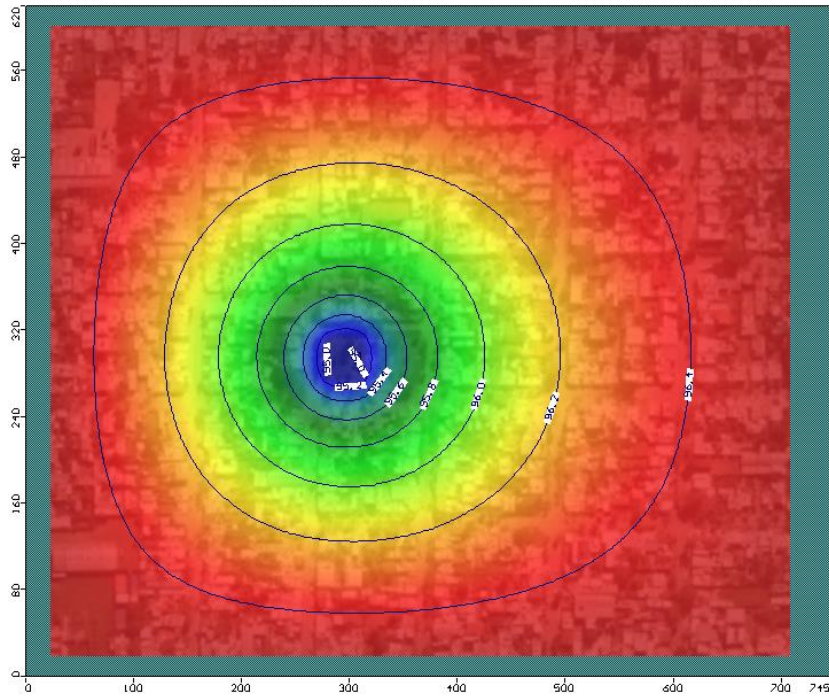


Figura 100. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba) - Isótopos (95,00 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

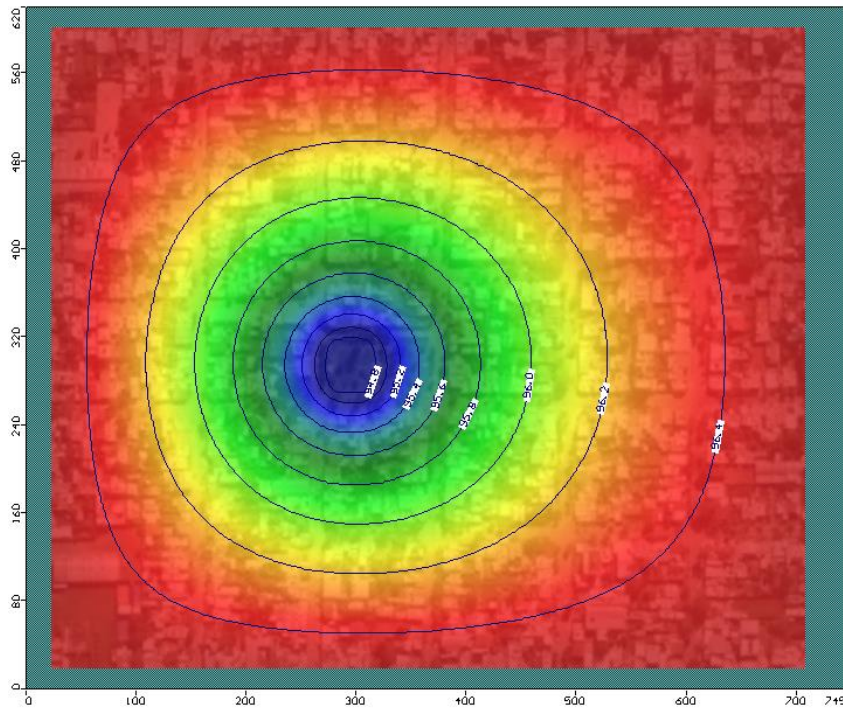


Figura 101. Mapa de isótopos del nivel freático con conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba) - Isótopos (94,80 m.s.n.m. – 96,40 m.s.n.m.).

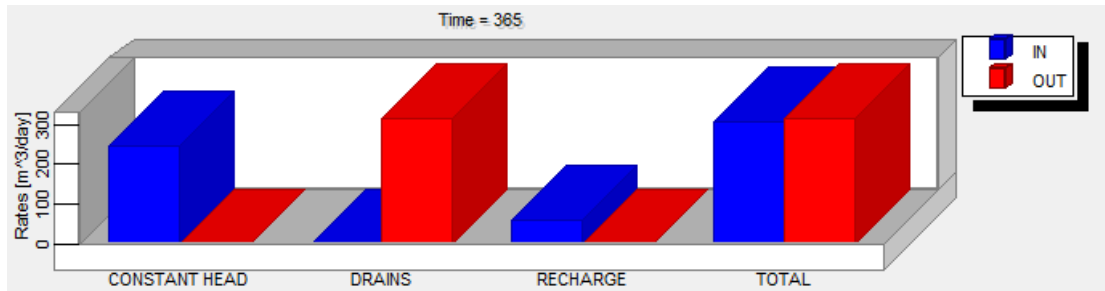


Figura 102. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 10 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba).

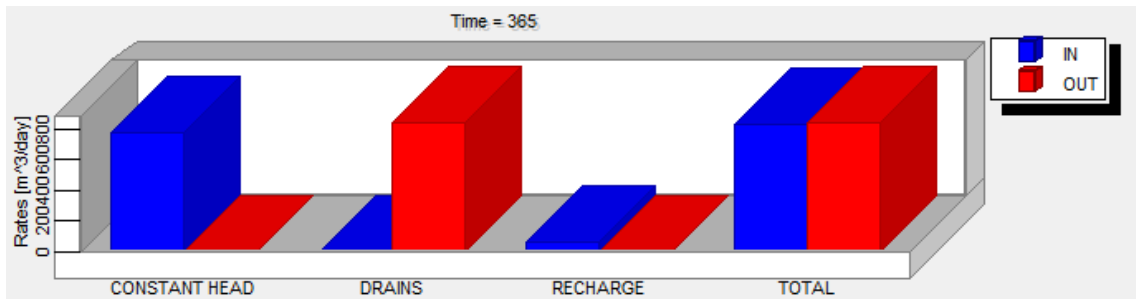


Figura 103. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 50 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba).

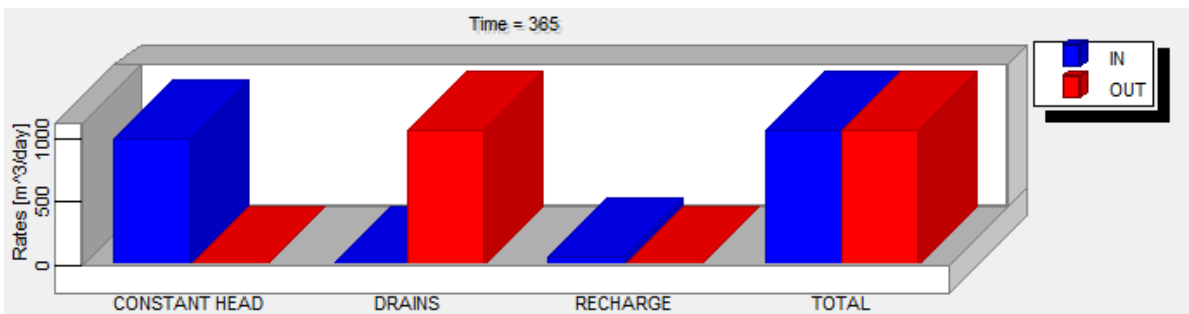


Figura 104. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 100 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba).

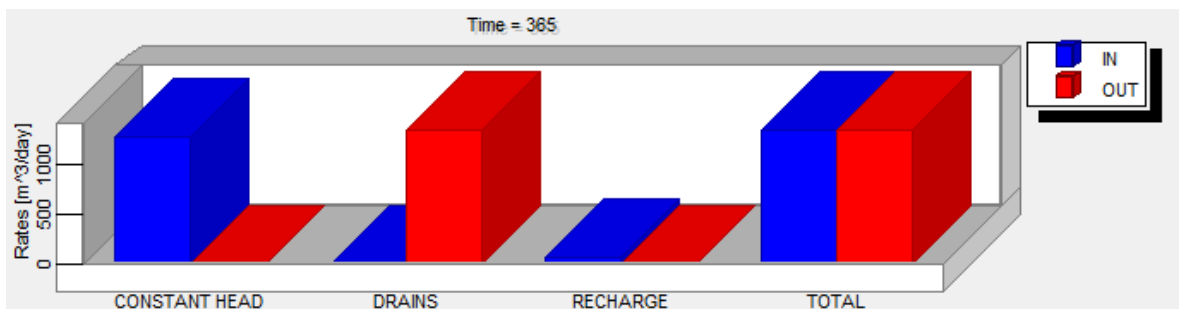


Figura 105. Gráfico de barras de entradas y salidas para drenes con Conductancia $C = 500 \text{ m}^2/\text{día}$ (Modelo B sin bomba).

A continuación, se muestra el balance de masas correspondiente a cada Modelo B con la variación de la conductancia en el sistema de drenaje. Comparando ambos resultados del Modelo B el que contiene la bomba muestra menores discrepancias entre las entradas y salidas de flujo.

Tabla 27. Balance de masas (Modelos B sin bomba).

Modelo B sin bomba - Conductancia C = 10 m2/día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	245,26	m3/día
Recarga (Recharge)	61,69	m3/día
Dren (bomba)	0,00	m3/día
Total entradas	306,94	m3/día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m3/día
Recarga (Recharge)	0,00	m3/día
Dren (bomba)	315,49	m3/día
Total salidas	315,49	m3/día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-8,55	m3/día
Diferencia	-2,75	%

Modelo B sin bomba - Conductancia C = 50 m2/día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	774,16	m3/día
Recarga (Recharge)	61,69	m3/día
Dren (bomba)	0,00	m3/día
Total entradas	835,85	m3/día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m3/día
Recarga (Recharge)	0,00	m3/día
Dren (bomba)	842,33	m3/día
Total salidas	842,33	m3/día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-6,48	m3/día
Diferencia	-0,77	%

Modelo B sin bomba - Conductancia C = 100 m2/día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	996,50	m3/día
Recarga (Recharge)	61,69	m3/día
Dren (bomba)	0,00	m3/día
Total entradas	1.058,19	m3/día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m3/día
Recarga (Recharge)	0,00	m3/día
Dren (bomba)	1.063,20	m3/día
Total salidas	1.063,20	m3/día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-5,01	m3/día
Diferencia	-0,47	%

Modelo B sin bomba - Conductancia C = 500 m2/día		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	1.281,56	m3/día
Recarga (Recharge)	61,69	m3/día
Dren (bomba)	0,00	m3/día
Total entradas	1.343,25	m3/día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m3/día
Recarga (Recharge)	0,00	m3/día
Dren (bomba)	1.347,15	m3/día
Total salidas	1.347,15	m3/día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-3,91	m3/día
Diferencia	-0,29	%

2.5.1.3 Análisis del funcionamiento de los drenes aplicando una tormenta de diseño

Para el ejercicio de aplicación del sistema de drenaje existente, se propone corroborar si el mismo funciona de manera adecuada para una tormenta con un periodo de recurrencia de 5 años, considerando el estado más desfavorable. Por lo que gracias a esta información podemos obtener datos concretos acerca de cuánto caudal extra se debería desagotar y cómo se debería actuar si ocurre un evento de tal magnitud. Para llegar a estos resultados se utilizan las curvas Intensidad-

Duración-Frecuencia y luego se vuelcan los valores en el modelo numérico para verificar si los drenes construidos son o no suficientes.

Las curvas IDF expresan gráficamente la Intensidad, Duración y Frecuencia de una precipitación ocurrida en una cuenca hidrográfica mediante una relación matemática del tipo empírica. Trabaja mediante periodos de retorno o probabilidad de ocurrencia, cuyos valores son adquiridos por la inversa del valor de la frecuencia acumulada o por condiciones del proyecto u obra que se estudie. Por lo tanto, las curvas IDF son aquellas curvas que expresan la intensidad de la precipitación en una estación donde se obtienen los datos teniendo en cuenta su duración y su probabilidad de que pueda exceder dicho evento extremo.

El tiempo de concentración de una cuenca se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre (cuando la tormenta tiene una duración mayor al tiempo de concentración). Está determinado por el tiempo que el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado tarda en llegar a la salida de la cuenca y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es constante mientras dure la tormenta.

El tiempo de concentración de la cuenca es muy importante porque en los modelos de lluvia-escorrentía, la duración de la lluvia se asume igual al tiempo de concentración de la cuenca, ya que la totalidad de la cuenca está aportando al proceso de escorrentía para esta duración, por lo cual se espera que se presenten los caudales máximos. Las diversas metodologías existentes para determinar el tiempo de concentración de una cuenca a partir de sus parámetros de morfología fueron determinadas a partir de ajustes empíricos de registros hidrológicos (Chow et al., 1994).

En el presente cálculo se van a utilizar las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia de la ciudad de Rafaela (Bertoni, 2006). Para el trazado de esta familia de curvas se utiliza la serie 1970-2006. En la ecuación 13, i es la intensidad de la precipitación en mm/h, Tr es el periodo de retorno en años y D es la duración de la precipitación en minutos.

$$i = \frac{1.214,9 * TR^{0,15713}}{(D + 17,478)^{0,75550}} \quad (13)$$

El tiempo de recurrencia para obras de drenaje urbano debe ser entre 2 a 10 años, por lo que en el presente caso se determina un Tr igual a 5 años. Para obtener la duración se calcula el tiempo de concentración de la cuenca con la ecuación 14 de Kirpich.

$$tc = 0,0078 * L^{0,77} * S^{-0,385} \quad (14)$$

Donde:

Tc: Tiempo de concentración (minutos)

L: Longitud del sistema de drenaje (pies)

S: Pendiente promedio (m/m)

$$t_c = 0,0078 * (627 \text{ ft})^{0,77} * \left(0,001 \frac{m}{m}\right)^{-0,385} \quad (15)$$

$$t_c = 16 \text{ min} = 0,30 \text{ hs} \quad (16)$$

A partir del valor de duración igual a 16 minutos y del valor de tiempo de recurrencia igual a 5 años se calcula la intensidad de la precipitación.

$$i = \frac{1.214,9 * TR^{0,15713}}{(D + 17,478)^{0,75550}} \quad (17)$$

$$i = \frac{1.214,9 * (5 \text{ hs})^{0,15713}}{(16 \text{ min} + 17,478)^{0,75550}} \quad (18)$$

$$i = 110,25 \frac{mm}{h} \quad (19)$$

$$i = 952.560 \frac{mm}{año} \quad (20)$$

Se puede verificar que el resultado de intensidad en mm/h se corresponde al valor obtenido en el gráfico realizado por Bertoni (2006) (Figura 108). En el mismo se ingresa con una duración de 16 minutos y se acerca a la curva denominada "SFe 5" que corresponde a la zona de Santa Fe con un Tr de 5 años.

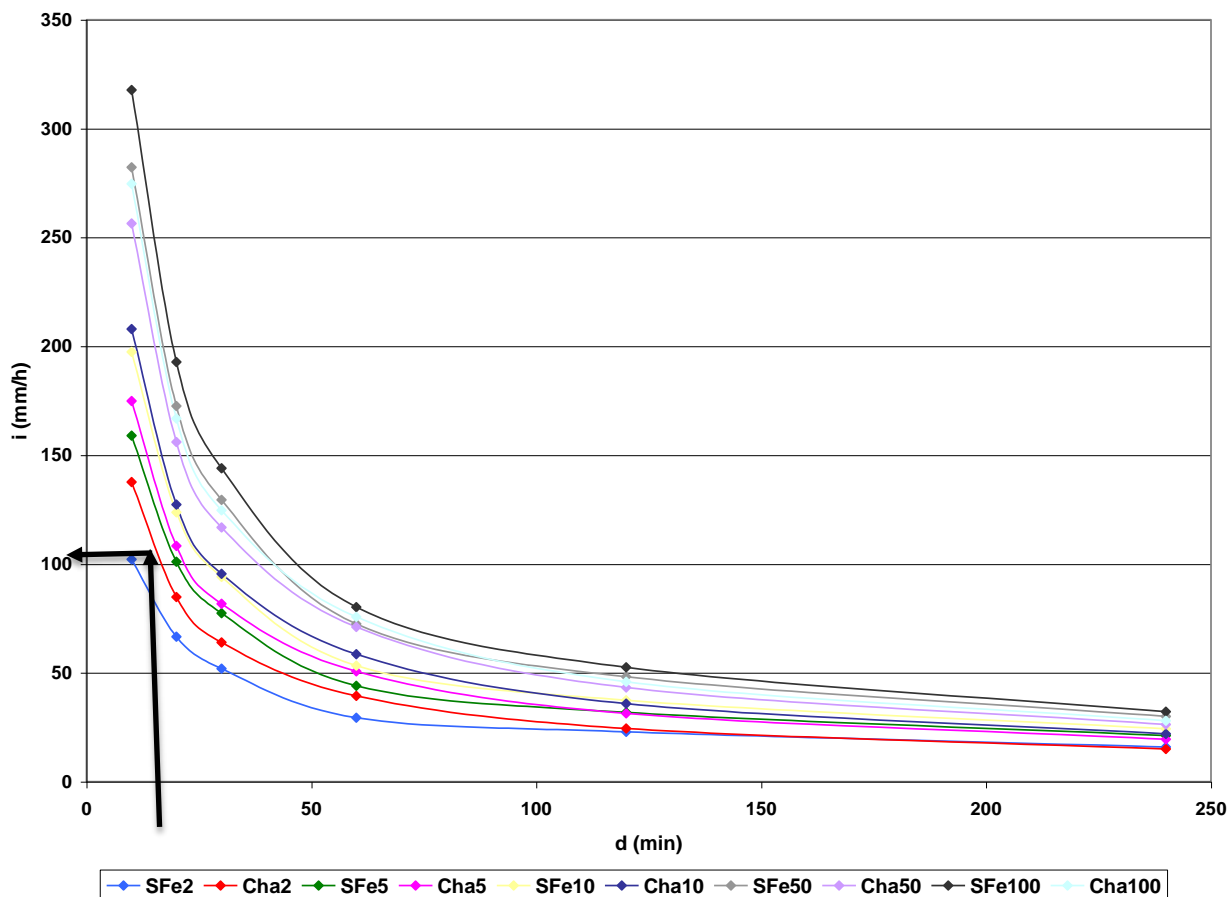


Figura 106. Curvas Intensidad-Duración-Frecuencia (Bertoni, 2006).

Partiendo de la precipitación calculada y los datos de evapotranspiración conocidos se realiza el balance hídrico mediante las fórmulas detalladas en el Título 2.3.3.3 para obtener la recarga correspondiente a dicha precipitación.

La recarga da un valor de 863,52 mm/año. Como esta es mayor a los 150 mm/año que representan a la capacidad máxima del acuífero (Boidi, 2003) y se debe considerar como recarga a este último valor. Como consecuencia asciende el nivel freático hasta la cota geográfica del terreno, la diferencia entre la precipitación y la reserva máxima escurre por la superficie y se producen zonas de anegamientos.

Por esta razón, se simula con este nuevo parámetro el modelo B (800 m por 800 m) con el funcionamiento de una bomba de 192 m³/día (8 m³/h) y se obtienen los siguientes resultados.

En la Figura 109 se encuentra el mapa de isolíneas del nivel freático y en la Figura 110 un acercamiento del mismo en la zona de la plaza. Luego, en la Figura 111 podemos ver el comportamiento desde otra perspectiva y la escala de colores correspondiente al nivel de agua subterránea.

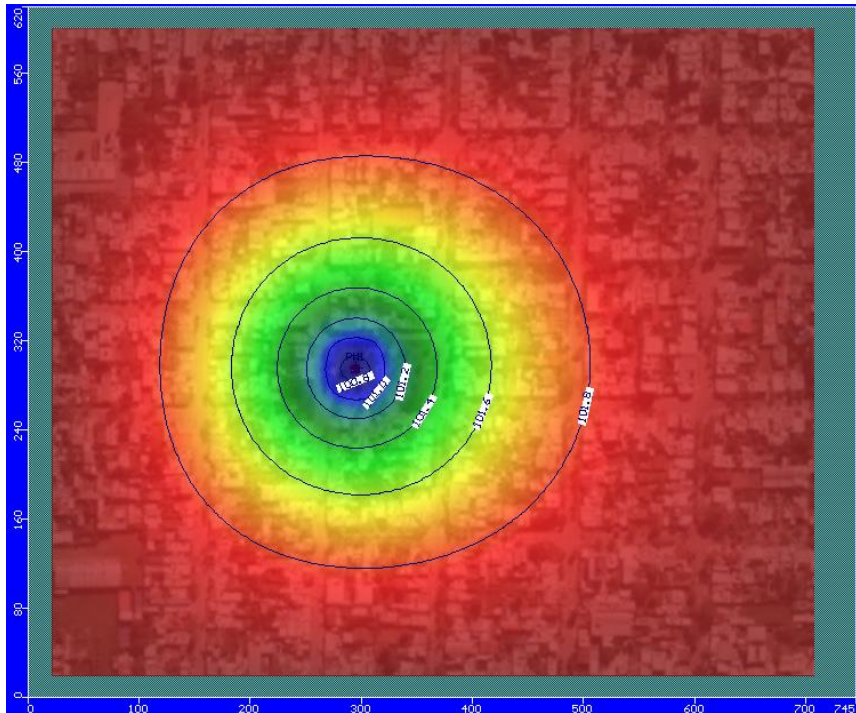


Figura 107. Mapa de isótopas del nivel freático en la zona de la Plaza Honda correspondientes a la aplicación de una tormenta de diseño - Isótopas (100,80 m.s.n.m. – 101,80 m.s.n.m.).

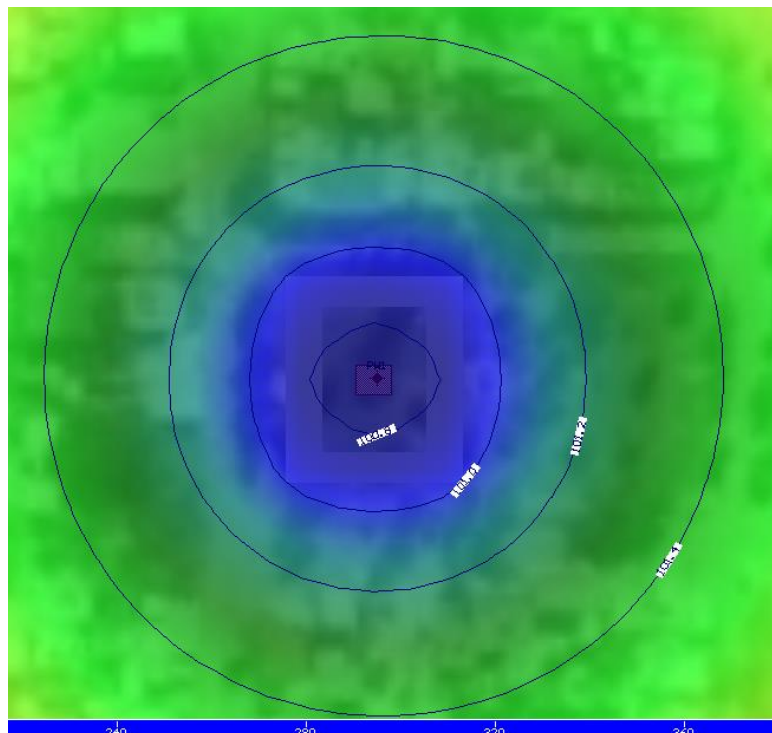


Figura 108. Ampliación del mapa de isótopas del nivel freático en la zona de la Plaza Honda correspondientes a la aplicación de una tormenta de diseño - Isótopas (100,80 m.s.n.m. – 101,40 m.s.n.m.).

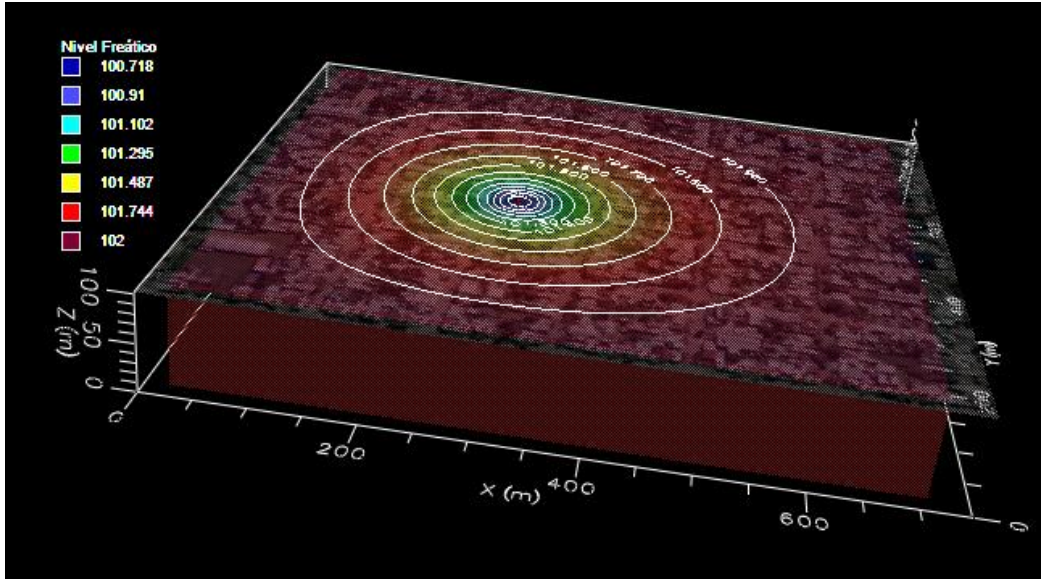


Figura 109. Escala de colores del nivel freático en la zona estudiada

Finalmente, se presenta el gráfico de barras que contiene las entradas y salidas de flujo (Figura 112) junto con el correspondiente balance de masas (Tabla 29). Se puede observar que para la tormenta de diseño calculada se requiere añadir una bomba al sistema de drenaje (de manera paralela a la que funciona en la cisterna) para enviar este caudal al sistema pluvial que se encuentra diseñado para transportar el caudal incrementado.

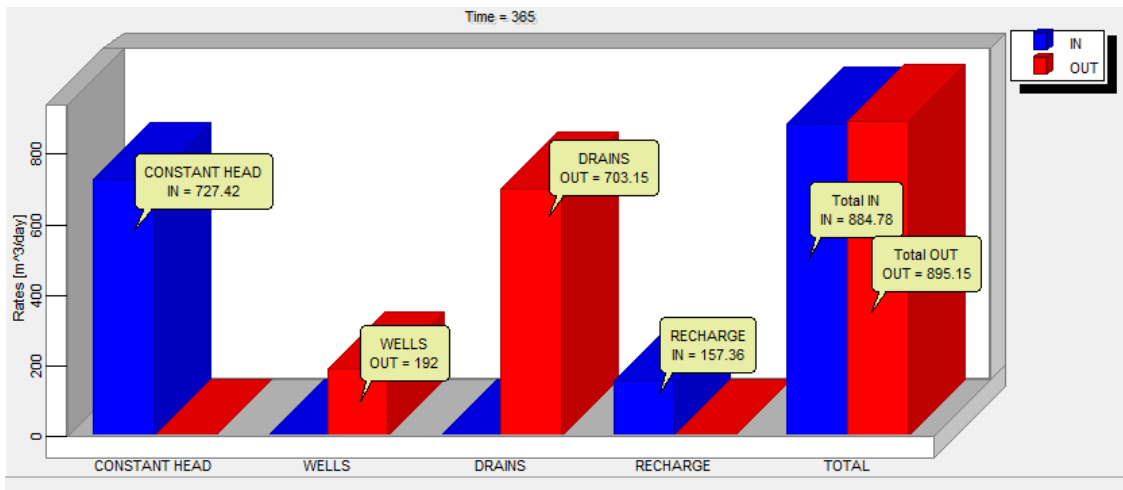


Figura 110. Diagrama de barras con entradas y salidas de flujo de agua subterránea en la zona de la Plaza Honda correspondientes a la aplicación de una tormenta de diseño

Tabla 28. Balance de masas correspondiente al modelo con la aplicación de una tormenta de diseño

Modelo aplicando tormenta de diseño		
BALANCE DE MASAS		
ENTRADAS (IN)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	727,42	m3/día
Recarga (Recharge)	157,36	m3/día
Bombeo (Wells)	0,00	m3/día
Drenes (Drains)	0,00	m3/día
Total entradas	884,78	m3/día
SALIDAS (OUT)		
Detalle	Valor	Unidad
Altura Constante (Constant Head)	0,00	m3/día
Recarga (Recharge)	0,00	m3/día
Bombeo (Wells)	192,00	m3/día
Drenes (Drains)	703,15	m3/día
Total salidas	895,15	m3/día
ENTRADAS - SALIDAS		
Detalle	Valor	Unidad
IN - OUT	-10,37	m3/día
Diferencia	1,17	%

CAPÍTULO 3

3.1 Resultados de la modelación hidrogeológica en Rectángulo Catastral

La modelación numérica puede ser utilizada durante la etapa de investigación hidrogeológica como una herramienta que ayuda a interpretar la información, permitiendo entender cómo se constituyen los flujos de agua subterránea. El modelo numérico que se emprendió en este trabajo, ayudó a interpretar el modelo conceptual elaborado mediante la cuantificación de los flujos de entrada y salida. Estos cálculos se encuentran en las Tablas 30 y 31 que se adjuntan a continuación.

Tabla 29 Modelo conceptual - Flujos de entrada

ENTRADAS	VALOR	UNIDAD
Promedio flujo lateral oeste (Darcy)	4.684,47	m ³ /dia
Flujo vertical por recarga (Balance hídrico)	25.130,96	m ³ /dia
Infiltración de agua de consumo importada (15%)	7.200,00	m ³ /dia
Infiltración por agua importada de Canales	¿?	m ³ /dia
TOTAL	37.015,43	m³/dia
Diferencia (entradas - salidas)	-466,29	m³/dia

Tabla 30 Modelo conceptual - Flujos de salida

SALIDAS	VALOR	UNIDAD
Promedio flujo lateral este (Darcy)	6.437,72	m ³ /dia
Bombeo (Assa + Sodecar)	25.860,00	m ³ /dia
Flujo superficial por canales	5.184,00 ¿?	m ³ /dia
TOTAL	37.481,72	m³/dia
Diferencia (entradas - salidas)	-466,29	m³/dia

Para la realización del modelo numérico se optaron por distintos mallados aplicados al área de estudio que varían el tamaño de cada celda. Los resultados que se ajustan a lo requerido en este trabajo final, se observan en el modelo con celdas de tamaño igual a 100 m por 150 m (mallado de 100 filas y 100 columnas).

Como describe el título 2.4.3, en los parámetros de entrada del modelo numérico se incluyeron condiciones de contorno (canales e isolíneas), pozos de observación y de bombeo. Se aclara que el valor del flujo de entrada que corresponde a la infiltración existente en los canales no es un valor certero ya que no existe cuantificación exacta de este proceso ni de los canales existentes que aportan al agua subterránea. Respecto a los pozos de bombeo de A.S.S.A inicialmente se ingresaron las 13 bombas indicadas por esta institución y en consecuencia los resultados arrojados por la modelación correspondían a un agotamiento en un año del agua freática del acuífero en estudio, siendo esta la respuesta ante un evento extremo en donde todas las bombas instaladas se

encuentren funcionando al mismo tiempo. Debido a la escasa información en lo que respecta a las profundidades de extracción de estas bombas, se opta por analizar el funcionamiento de una sola en la primera capa del acuífero Pampeano (que forma el agua freática). En consecuencia, se estima que los bombeos restantes (12) extraen el agua que proviene de otras capas inferiores a más profundidad. Para el análisis de sensibilidad del modelo se utilizó una amplia gama de alternativas en la variación de los valores de conductividad hidráulica k (0,7 m/d, 1,33 m/d, 1,63 m/d, 2,59 m/d, 3,32 m/d, 3,85 m/d, 4,48 m/d, 5,11 m/d, 6,37 m/d y 7 m/d) y en los datos de recarga vertical (58,8 mm/año, 55,8 mm/año, 52,8 mm/año, 49,8 mm/año, 46,8 mm/año, 43,8 mm/año, 40,8 mm/año, 37,8 mm/año, 34,8 mm/año y 31,8 mm/año) asumiendo que estos datos teóricos se corresponden con los parámetros que caracterizan el medio de estudio y resultando los valores $k = 4,48$ m/d y $RCH = 58,8$ mm/año los que generan menos margen de error entre los parámetros medidos en campo y calculados por el *software*.

Se destaca que el valor de conductividad hidráulica adoptado se corresponde con un buen acuífero observando la Figura 7 del capítulo 1. Los valores que pertenecen a los flujos de entrada y salida del modelo numérico fueron otorgados por un balance de masa ejecutado en el *software* VISUAL MODFLOW. El mismo arrojó los caudales que describen las Tablas 32 y 33.

Tabla 31 Modelo numérico - Flujos de entrada

ENTRADAS	VALOR	UNIDAD
Promedio flujo lateral oeste	4.876,37	m ³ /dia
Flujo vertical por recarga	15.635,22	m ³ /dia
Infiltración de agua de consumo importada	7.200,00	m ³ /dia
Infiltración por agua importada de Canales	5.344,08	m ³ /dia
TOTAL	33.055,67	m³/dia
Diferencia (entradas - salidas)	-1,97	m³/dia

Tabla 32 Modelo numérico - Flujos de salida

SALIDAS	VALOR	UNIDAD
Promedio flujo lateral este (Darcy)	21.789,31	m ³ /dia
Bombeo (Assa + Sodcar)	2.820,00	m ³ /dia
Flujo superficial por canales	8.448,33	m ³ /dia
TOTAL	33.057,64	m³/dia
Diferencia (entradas - salidas)	-1,97	m³/dia

Es necesario aplicar las definiciones que describen al modelo conceptual y numérico, esto significa realizar una comparación entre ambos modelos y hallar conclusiones y fundamentos a las diferencias de caudal que presentan los mismos. A continuación, se adjuntan graficadas dos unidades de control, cada una representa a un modelo y describen lo estudiado (Figuras 113 y 114).

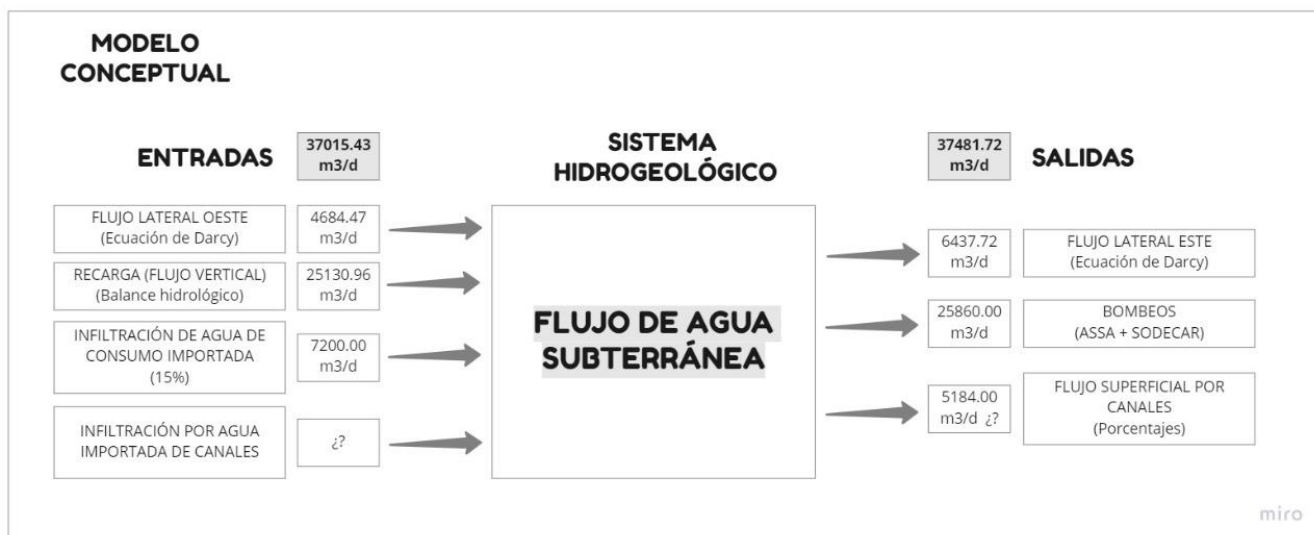


Figura 111 Unidad de control de modelo conceptual.

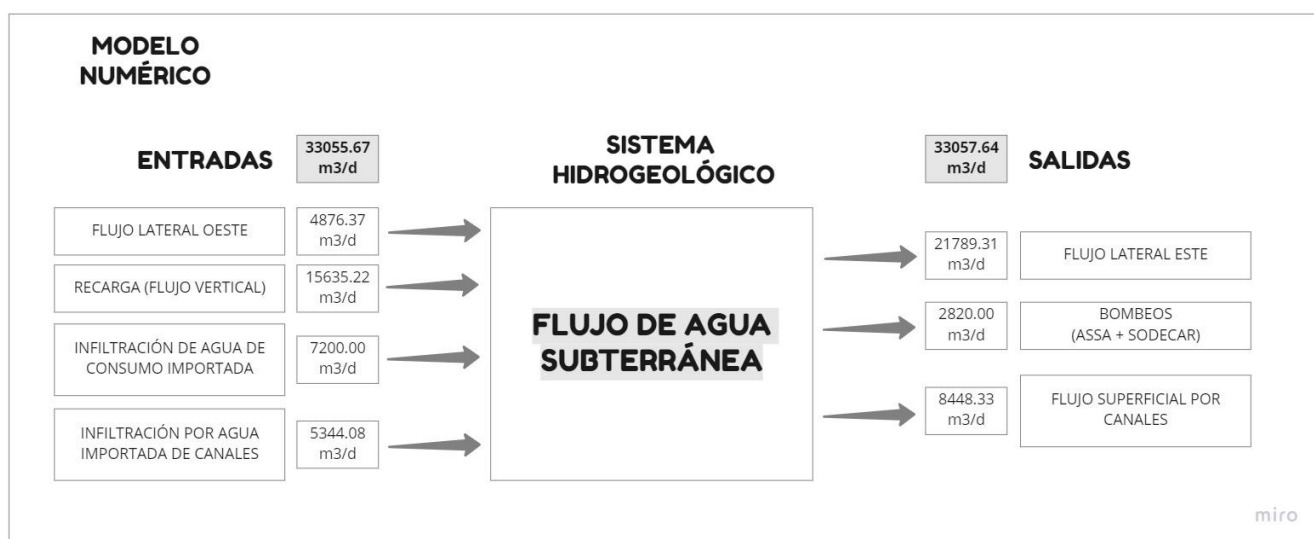


Figura 112. Unidad de control de modelo numérico.

Para finalizar, la diferencia entre los flujos de entrada y salida en el modelo conceptual es de 466.29 m³/día mientras que el numérico demuestra una mayor exactitud en cuanto a los flujos arrojando una diferencia de 1.97 m³/día. Existe esta discrepancia explícita entre los valores debido a que el *software* encargado de la realización del modelo numérico incluye fórmulas y algoritmos matemáticos complejos que relacionan los valores numéricos en cuestión mediante iteraciones logrando óptimos resultados.

Comparando los flujos de entrada de ambos modelos, el numérico interpretó un 10.7% (3959.76 m³/día) menor de caudal ingresante al sistema. En el caso de los flujos de egreso, el modelo numérico manifestó un caudal inferior al modelo conceptual en un 11.8% (4424.08 m³/día). Se

interpreta que estas diferencias provienen de la incertidumbre que existe en el porcentaje teórico considerado en la infiltración del agua de consumo que es importada del acuífero Puelche y del margen de error existente en el caudal infiltrado en los canales Norte y Sur. Estos datos no son precisos ya que para lograr una mayor exactitud en los mismos se deberían realizar ensayos en campo que otorgarían resultados reales y este nivel de exactitud excede los objetivos de este proyecto final.

3.2 Resultados de la aplicación de un sistema de drenaje existente en modelo hidrogeológico

El drenaje se encarga de eliminar el exceso de agua del suelo con el fin de mantener las condiciones de aireación y estructura de este. El objetivo del presente estudio implica analizar el sistema de drenaje existente en la Plaza Honda y cuantificar el caudal de agua subterránea que se extrae ya que esta última información se desconoce y es importante para el control del nivel freático en la zona. Además, al valorizar un parámetro elemental para su diseño se pueden proponer nuevas alternativas de drenes mediante métodos analíticos de cálculo como solución al control de la fluctuación.

Como lo expone el Título 2.5.1.1 se realizaron dos modelos numéricos con la aplicación del paquete de drenes caracterizados con un coeficiente de conductancia C que fue ajustado entre los valores $10 \text{ m}^2/\text{d}$, $50 \text{ m}^2/\text{d}$, $100 \text{ m}^2/\text{d}$ y $500 \text{ m}^2/\text{d}$. Uno de los modelos es local (modelo A) el cual describe la plaza donde se ubican los drenes y otro zonal (modelo B) que además de la plaza, comprende una cantidad de cuadras en su proximidad. En ellos se plantearon distintos escenarios para estudiar el comportamiento del drenaje considerando el funcionamiento de una bomba y sin bombeos adicionales al drenaje.

En ambos modelos numéricos que contienen a los sistemas de drenaje se realizaron balances de masas para obtener principalmente el caudal que el dren está llevando hacia la cisterna existente. Los valores otorgados por el *software* de modelación se presentan en las Tablas 25, 26, 27 y 28 y los modelos que demostraron menos margen de error son los que tienen las siguientes conductancias C .

- C Modelo A con bombeo: $500 \text{ m}^2/\text{d}$
- C Modelo A sin bombeo: $100 \text{ m}^2/\text{d}$
- C Modelo B con bombeo: $500 \text{ m}^2/\text{d}$
- C Modelo B sin bombeo: $500 \text{ m}^2/\text{d}$

A fines de aplicación se decide utilizar el modelo zonal (Modelo B) sin bombeo, ya que se considera como la situación que mejor se ajusta a la realidad, esto sucede debido que como se mencionó en el Título 2.5.1 dicho modelo tiene menor margen de error por la existencia de una mayor distancia entre las condiciones de borde y las isolíneas del nivel freático, por lo que estas condiciones de contorno no afectan al funcionamiento de la zona estudiada. En conclusión, el caudal de salida que se tiene en cuenta para el diseño del sistema de drenaje es igual a 1347.15 m³/d.

En las Figuras 115, 116, 117 y 118 se presenta la unidad de control para cada modelo donde se detallan flujos de entrada (nivel freático existente y recargar vertical) y de salida (sistema de drenaje y bombeo) del sistema.



Figura 113. Unidad de control del modelo local con bombeo

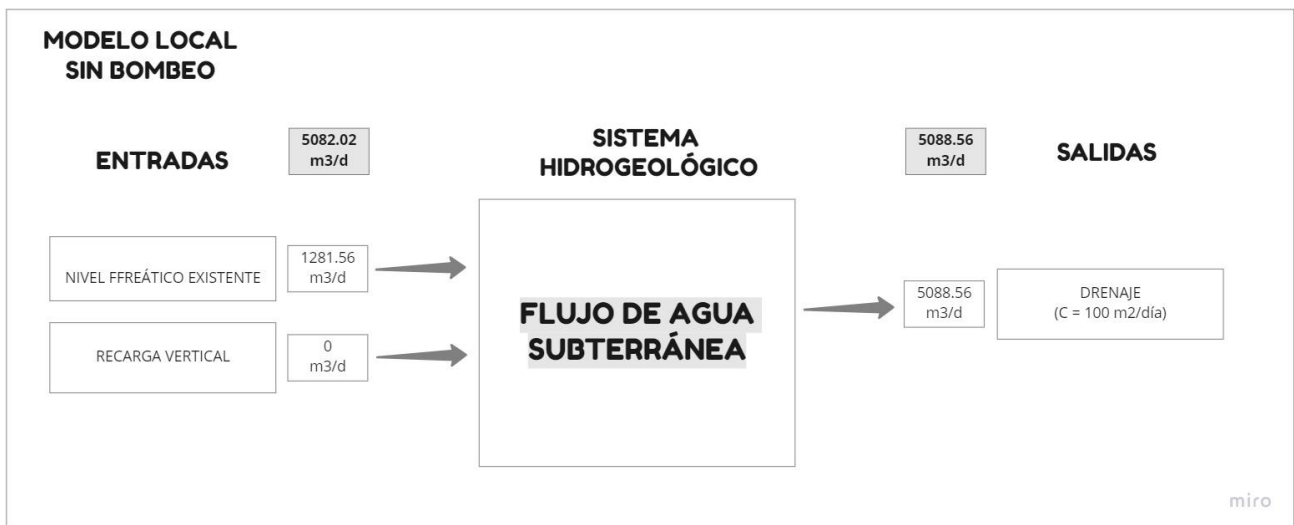


Figura 114. Unidad de control modelo local sin bombeo



Figura 115. Unidad de control modelo zonal con bombeo

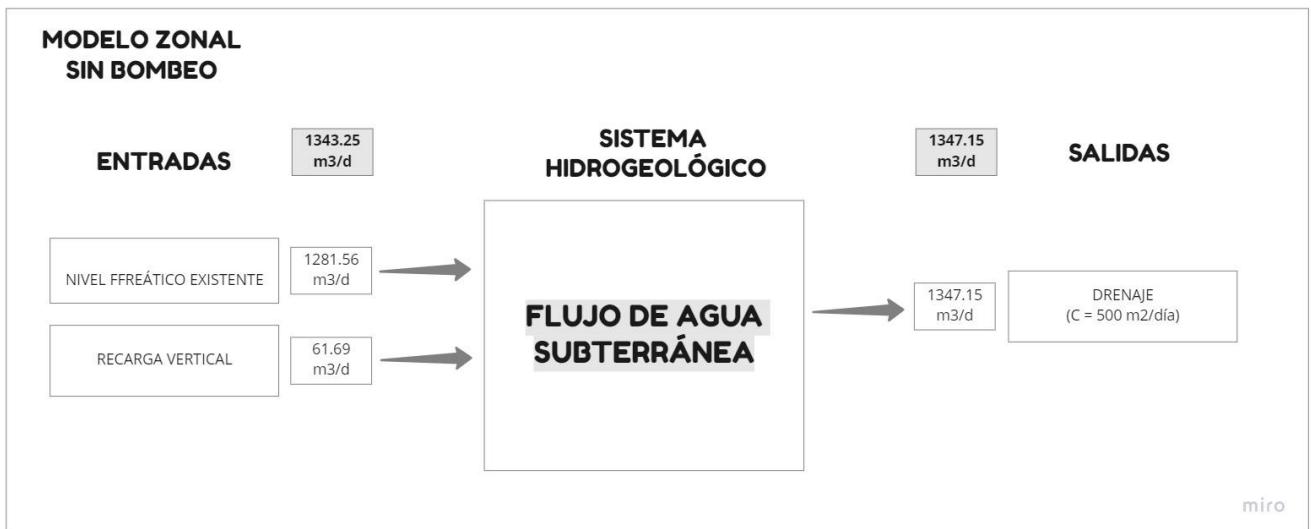


Figura 116. Unidad de control modo zonal sin bombeo

3.2.1 Resultados de aplicación de la tormenta de diseño en modelo numérico

Los resultados de la aplicación de una tormenta de diseño calculada con un periodo de recurrencia de 5 años en el sistema de drenaje horizontal afirman que, para el valor de recarga calculado, el acuífero alcanza su capacidad máxima, asciende el nivel freático y se necesita la incorporación de una bomba de 8 m³/h. Esto sucede debido a que con dicha precipitación extraordinaria el funcionamiento del sistema de drenaje existente no es suficiente. En la Figura 119 se encuentra la unidad de control donde se puede observar de manera más gráfica las entradas y salidas del flujo de agua subterránea.

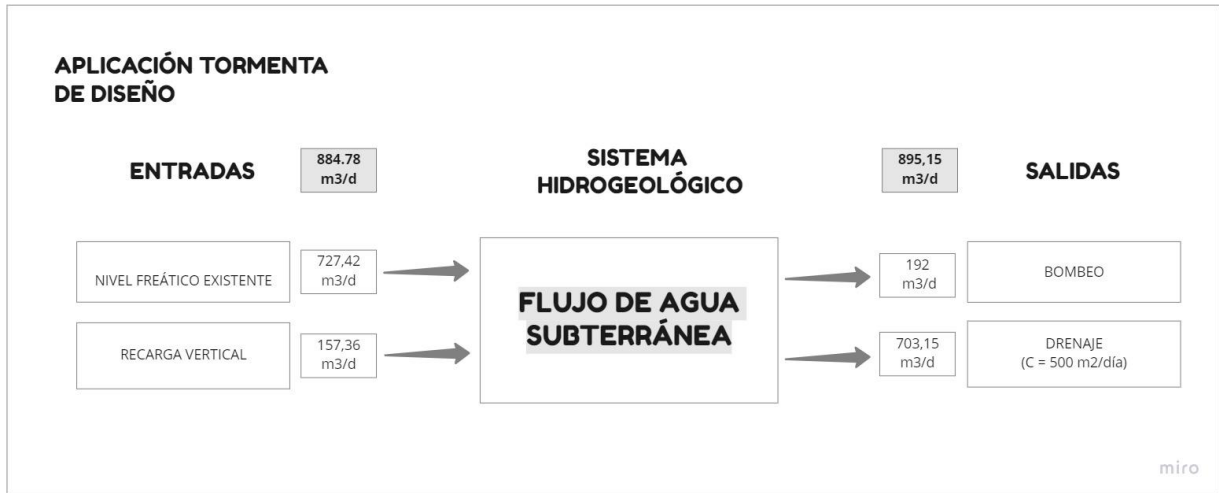


Figura 117. Unidad de control del modelo zonal con aplicación de una tormenta de diseño

CAPÍTULO 4

4.1 Conclusiones

En este Proyecto Final se planteó como principal objetivo generar un modelo hidrogeológico que comprenda a la ciudad de Rafaela mediante herramientas de simulación numérica. Teniendo en cuenta la escasa información que existe al respecto, este trabajo permite comprender el flujo del agua subterránea y aportar conocimientos acerca de la hidrogeología local. Respecto al objetivo particular de este trabajo, en el modelo se llevó a cabo la simulación de los drenes instalados en la Plaza Honda logrando resultados confiables.

Inicialmente se realizó un modelo conceptual hidrogeológico donde se conocieron las principales características del sistema a representar. En el mismo se aplicaron conocimientos previos de diferentes áreas que componen la carrera de Ingeniería Civil, destacando el desarrollo de un balance hídrico, herramienta fundamental para establecer la recarga del sistema. Luego para validar el modelo conceptual se simuló numéricamente el sistema con el empleo del código numérico MODFLOW mediante la interface gráfica VISUAL MODFLOW, cumpliendo el desafío de aprender a utilizar un nuevo Software. El modelo numérico más acertado fue el que se caracterizó con una recarga de 58,80 mm/año y un coeficiente de permeabilidad (k) de 4,48 m/día. En cuanto a la aplicación del sistema de drenaje, se demostró un mejor comportamiento con el modelo zonal (Modelo B) sin bombeo y con una conductancia (C) igual a 500 m²/d

De acuerdo a los resultados de la modelación, el mejor escenario hidrodinámico del acuífero Pampeano muestra que los niveles freáticos calculados se encuentran dentro de un rango estadístico de confianza aceptable (95% - n=21) de acuerdo a los parámetros hidrogeológicos utilizados (K = 4,48 m/d y R=58,8 mm/año). Además, se puede apreciar que el error cuadrático medio fue del orden de 1,395 m con un coeficiente de correlación (r) de 0.95. Cabe destacar que estos valores se deberán contrastar en un futuro con simulaciones realizadas teniendo en cuenta otras capas acuíferas y la validación de parámetros mediante ensayos de bombeo complementados con un análisis de recarga mediante diferentes metodologías hidrogeológicas e hidroquímicas

Como resultados de la modelación en régimen permanente se derivan las siguientes conclusiones:

- La zona oeste de la ciudad de Rafaela cuenta con muy baja pendiente generando un área de recarga. Otros caudales de entrada al sistema son la recarga por flujo vertical (precipitaciones), la infiltración de agua de consumo importada y la infiltración de agua proveniente de canales.
- Los niveles freáticos de la zona oeste se encuentran en cercanía a la superficie del terreno natural.

- La descarga se produce principalmente por escurrimiento subterráneo en sentido oeste-este y en menor medida por las bombas de extracción de agua subterránea junto con los canales ubicados dentro del área de estudio.
- La zona este de la ciudad es una zona plana por lo que se convierte en el área de descarga por evapotranspiración.

El crecimiento continuo de las ciudades o la ocurrencia de grandes lluvias puede sobrepasar las medidas de diseño de los elementos del drenaje urbano provocando que el sistema de drenaje sea incapaz de desalojar el escurrimiento por dicho evento. En este contexto, es clara la necesidad de contar con herramientas numéricas para reproducir estos eventos, verificar el funcionamiento de los drenes y proponer soluciones. En este caso se planteó un escenario considerando un año de lluvias promedio y otro teniendo en cuenta una tormenta de diseño con un periodo de retorno de cinco años; en el primero se verificó el correcto funcionamiento de los drenes y, en el caso de existir un evento de mayor precipitación, se propone la instalación de una bomba de extracción.

4.2 Futuras líneas de investigación

A partir de los resultados obtenidos en este trabajo y de las limitaciones que se han identificado, se recomiendan las siguientes líneas de investigación futuras:

- Analizar el modelo como multicapa, donde cada una simula las formaciones geológicas que comprenden al acuífero pampeano y de esta manera poder representar las profundidades precisas de extracción en cada bombeo.
- El rango de conductividades (k) que caracteriza a la zona de estudio se puede corroborar y valorizar mediante la realización de ensayos de bombeo en puntos específicos del área estudiada.
- Continuar con la calibración del modelo y formular nuevas aplicaciones que permitan el desarrollo de obras civiles como respuesta al drenaje urbano.

REFERENCIAS

- Auge M. (2004). Regiones Hidrogeológicas. Investigación del CONICET (Consejo Nacional de Investigaciones Científicas y Técnicas). 104 pp.
- Betancur T., Palacio C. A., Escobar F. J. 2012. Conceptual models in hydrogeology, methodology and results. En: Kazemi G. 2012. Hydrogeology a global perspective. InTECH. 231 pp.
- Boidi M. 2003. Aspectos hidrogeológicos urbanos y sanitarios en la ciudad de Rafaela. . Municipalidad de Rafaela. 41 pp.
- Blue Marble Geographics. (2015). Global Mapper. Windows. Hallowell, Maine 04347 U.S.A.
- Bredehoeft J. 2005. The conceptualization model problem—surprise. Hydrogeology Journal (13):37–46 pp.
- Cabrera L. (1976). Regiones fitogeográficas argentinas. Enciclopedia Argentina de Agricultura y Jardinería. Tomo 2. 2° Edición. Buenos Aires. Fascículo 1. 1-85 pp.
- Campos Aranda D. (2010). Introducción a la Hidrología Urbana. Primera Edición. ISBN-970-95118-1-5. San Luis Potosí, México. 267 pp.
- Cashman P., Preene M. (2013). Groundwater lowering in construction: A practical guide to dewatering. Second Edition. Taylor & Francis Group. 635 pp.
- Castignani H. (2011). Zonas Agroeconómicas Homogéneas Santa Fe. Instituto Nacional de Tecnología Agropecuaria [INTA]. Estudios socioeconómicos de la sustentabilidad de los sistemas de producción y recursos naturales. ISSN 1851-6955. 61 pp.
- Centro Nacional de Tecnología de Regadíos [CENTER]. (2009). Jornadas técnicas sobre el aprovechamiento de aguas subterráneas para riego. Ministerio de Medio Ambiente y Medio Rural y Marino. Torrejón de Ardoz, Madrid.
- Chebli G., Mozetic E., Rosello E., Bühler M. (1999). Cuencas sedimentarias de la llanura Chacopampeana. Instituto de Geología y Recursos Minerales [SEGEMAR], Buenos Aires. Anales 29 (20):627-644 pp.
- Chow V, Maidment D., Mays L. (1994). Hidrología Aplicada. Nomos S.A. 577 pp.
- Waterloo Hydrogeologic. (2011). Visual MODFLOW Pro. Classic Interface. Trial Version.
- Cruz San Julián J. (2016). Hidrología básica e hidráulica subterránea. Universidad de Granada. 360 pp.

- Custodio E. (1996). Explotación racional de las aguas subterráneas. Hidrología Subterránea Universidad Politécnica de Cataluña. Barcelona. Acta Geológica Hipánica. N° 1-3: 21-48 pp.
- Custodio E., Llamas M. (1983a). Hidrología subterránea. Tomo I. Ediciones Omega S.A. Barcelona. 1154 pp.
- Custodio E. y Llamas M. (1983b). Hidrología subterránea. Tomo II. Ediciones Omega S.A. Barcelona. 2308 pp.
- Centro Virtual de Información del Agua (2017). El agua en el mundo. México. Recuperado de: <https://agua.org.mx/>
- Dirección de Conservación y Planeamiento de los Recursos Hídricos [DCPRH]. (2017). Guía para la elaboración y evaluación de modelos conceptuales y numéricos de acuíferos. Autoridad Nacional del Agua [ANA]. Perú. 35 pp.
- Fetter C. (2001). Applied Hydrogeology. Fourth Edition. Prentice-Hall, inc. Upper Saddle River, New Jersey. 598 pp.
- Frenquelli, J. (1955). Loess y Limos pampeanos. Serie técnica y didáctica 7. Universidad Nacional de La Plata. Facultad de Ciencias Naturales y Museo de La Plata. 1-88 pp.
- Fundación Centro. (2017). Rafaela, una mirada distinta. Capítulo 3: Aspectos ambientales. 15 pp.
- Génova L. (2011). Calidad del agua subterránea para riego complementario en la Pampa Húmeda argentina. Revista de la Facultad de Agronomía, La Plata. Vol 110 (2): 63-81 pp.
- Gestión Integrada de Recursos Hídricos [GIRH]. (2010). Gestión de aguas subterráneas en la GIRH. Manual de Capacitación. International Network for Capacity Development in Sustainable Water Management [Cap-Net]. 123 pp.
- Gidahatari. (2016). Gestión sostenible del agua: Modelamientos numéricos de agua subterránea. Recuperado de: <http://gidahatari.com/>
- Glossop, R. (1950). Classification of geotechnical processes. Géotechnique, 2, No. 1. 3-12 pp.
- Golden *Software*. (2012). Surfer. Windows. Colorado, U.S.A.
- Iriondo M. (1991). El Holoceno en el Litoral. Comunicaciones Museo Provincial Ciencias Naturales Florentino Ameghino, Santa Fe. 1-40 pp.
- Iglesias, A. (2002) Hidrogeología. Capítulo 5 de Ingeniería Geológica. Editor: González de Vallejo, L. Edit. Prentice may, Madrid. 263-302 pp.

- Jobbágy E., Nosetto M., Santoni C., Baldi G. (2008). El desafío ecohidrológico de las transiciones entre sistemas leñosos y herbáceos en la llanura Chaco-Pampeana. *Ecología Austral – Sección Especial “Problemas Ambientales”*, 18: 305-322 pp.
- Lewis, J. P. y Collantes, M. B., 1974. La vegetación de la provincia de Santa Fe. II. Las comunidades vegetales del Departamento Rosario. *Bol. Soc. Arg. Bot.*, 16, 151.
- Matteucci S. D. (2012). Ecorregiones y Complejos Ecosistémicos Argentinos. Primera Edición. Orientación Gráfica Editora S.R.L. Capítulo 11. 349-390 pp.
- Marengo H., Baumann V., Pereira F. (2002). Boletín N° 337. Hoja geológica 3160-III. Programa Nacional de Cartas Geológicas de la República Argentina.
- Mc. Donald M. y Harbaugh A. (1998). MODFLOW, A modular three – dimensional finite difference ground-water flow model. U.S. Geological Survey, Open-File Report 83-875, Chapter A1, Washington DC.
- Ministerio de Infraestructura y Transporte de la Provincia de Santa Fe, Argentina (2016). Licitación Pública para Entubado Canal Norte Rafaela (Parcial y Desagües Secundarios). 184 pp.
- Musy, A. 2001. Cours "Hydrologie générale". Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. IATE/HYDRAM. Laboratoire d'Hydrologie et Aménagement. Capítulo 1, 2, 3, 4 y 5.
- Ordoñez Galvez J. (2011a). Aguas Subterráneas - Acuíferos. Sociedad Geográfica de Lima. Cartilla Técnica. ISBN: 978-9972-602-78-8. 41 pp.
- Ordoñez Galvez J. (2011b). Balance hídrico superficial. Sociedad Geográfica de Lima. Cartilla Técnica. ISBN: 978-9972-602-75-7. 44 pp.
- Peralta V., López Sardi E. (2012). Los Acuíferos de nuestro país: un tesoro para las generaciones. Ciencia y Tecnología. ISSN 1850-0870: 73-82 pp.
- Powers J. P., Corwin A., Schmall P., Kaeck W. (2007). Construction dewatering and groundwater control: New methods and applications. John Wiley & Sons, Inc. 638 pp.
- Preene M. (2008). Groundwater control for construction. Institution of Civil Engineers [ICE], (700052): 323–331 pp.
- Russo A., Ferello R., Chebli G. (1979). Geología Regional Argentina. Academia Nacional de Ciencias, Córdoba. 869 pp.
- Sánchez San Román F. (2017). Hidrología superficial y subterránea. Createspace Independent Publishing Platform. Primera Edición. 414 pp.
- Sanders, L. (1998). – A manual of Field Hydrogeology. Prentice-Hall, 604 pp.

Santa Cruz J. (1972). Estudio sedimentológico de la Formación Puelches en la provincia de Buenos Aires. Revista de la Asociación Geológica Argentina, T27, 1-62 pp.

Servicio de Evaluación Ambiental [SEA]. (2012). Guía para el uso de modelos de aguas subterráneas en el SEIA. Editor: SEA. ISBN: 978-956-9076-12-1. Chile. 66 pp.

Servicio Geológico de Estados Unidos [USGS]. (2019). Description of Model Input and Output. Manual. MODFLOW-USGS Versión 1.5. 135 pp.

Sistema Integrado de Información del Agua [S.I.A] (2016). Evaluación de los Recursos Hídricos. España. 387 pp.

Thornthwaite C.W. (1948). An approach toward a rational classification of climate. American Geographical Society. 55-94 pp.

Zheng C., Bennett G. D. 1995. Applied contaminant transport modeling. ITP. 440 pp.

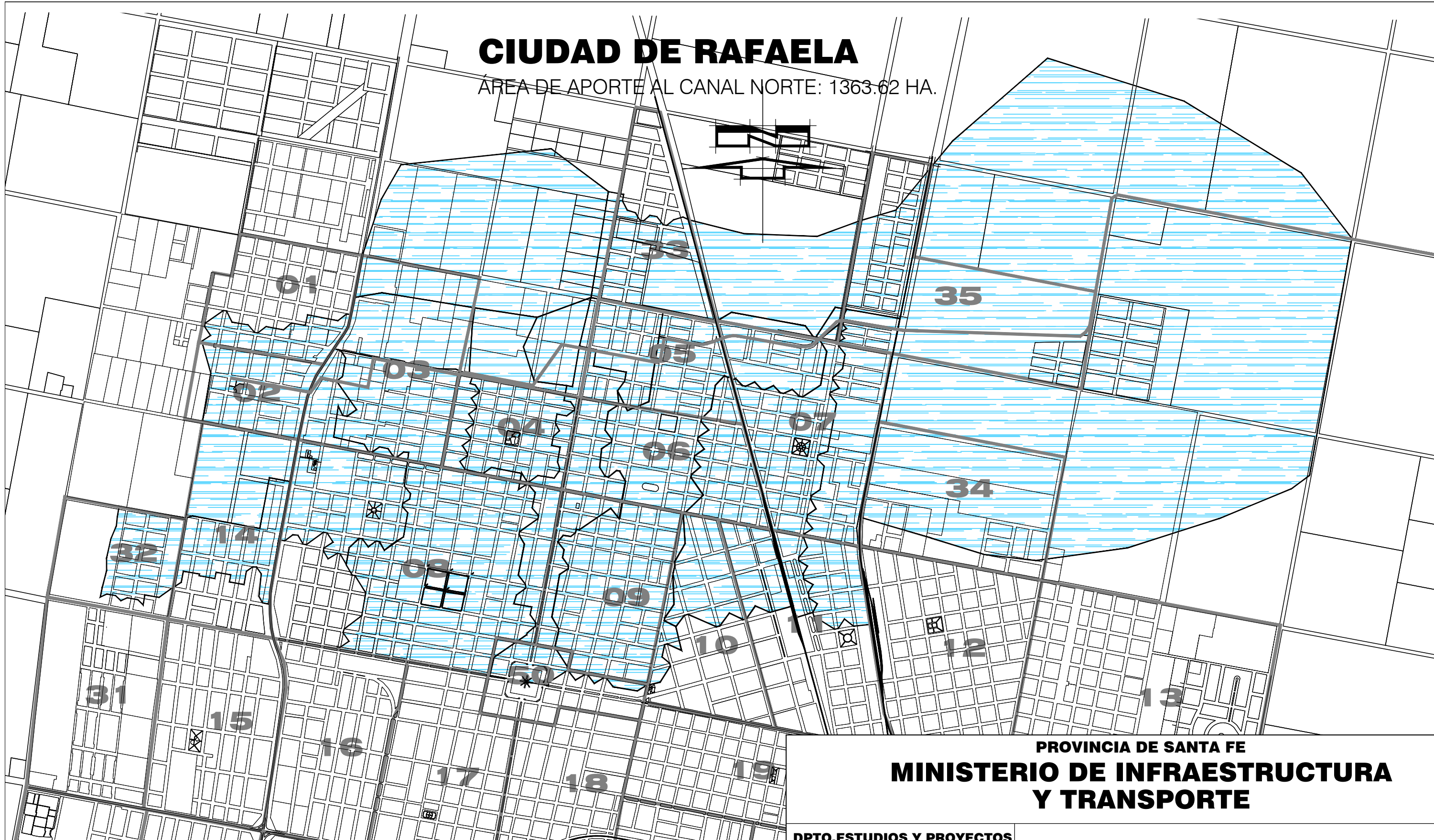
ANEXO

ANEXO I

Plano del área de aporte al Canal Norte de la ciudad de Rafaela
otorgado por Ministerio de Infraestructura y Transporte de la
provincia de Santa Fe

CIUDAD DE RAFAELA

ÁREA DE APOORTE AL CANAL NORTE: 1363.62 HA.



PROVINCIA DE SANTA FE
MINISTERIO DE INFRAESTRUCTURA Y TRANSPORTE

DPTO. ESTUDIOS Y PROYECTOS

OP. TEC.:

PROYECTO:

DIBUJO:

JEFE DPTO.:

DIRECTOR GRAL.:

SUBSECRETARIO:

ENTUBADO CANAL NORTE RAFAELA
 (Parcial) Y DESAGÜES SECUNDARIOS

PLANO: AREA DE APOORTE CANAL NORTE

FECHA:
SEPT 2016.-

ESCALAS:
GENERAL

PLANO Nro.:
03

CIUDAD DE RAFAELA
 BARRIOS DE LA CIUDAD

- | | | | |
|------------------|------------------------|---------------------|---------------------------|
| 01 GÜEMES | 10 ALBERDI | 19 CENTRAL CÓRDOBA | 28 VILLA AERO CLUB |
| 02 MARTÍN FIERRO | 11 SARMIENTO | 20 VILLA DEL PARQUE | 29 ANTÁRTIDA ARGENTINA |
| 03 FASOLI | 12 VILLA ROSAS | 21 FATIMA | 30 PIZZURNO |
| 04 G. LEHMANN | 13 BELGRANO | 22 VILLA PODIO | 31 JARDÍN |
| 05 BARRANQUITAS | 14 MALVINAS ARGENTINAS | 23 AMANCAY | 32 INDENPENCIA |
| 06 VILLA DOMINGA | 15 LOS NOGALES | 24 ILOLAY | 33 SAN JOSÉ |
| 07 ITALIA | 16 JUAN DE GARAY | 25 17 DE OCTUBRE | 34 NTRA. SEÑORA DE LUJÁN |
| 08 9 DE JULIO | 17 SAN MARTÍN | 26 BRIG. E. LOPÉZ | 35 MONSEÑOR VICENTE ZASPE |
| 09 30 DE OCTUBRE | 18 MOSCONI | 27 LOS ÁLAMOS | 50 MICROCENTRO |

ANEXO II

Balance hídrico de la ciudad de Rafaela desde 1990 a 2019

AÑOS 1990 (sept, oct, nov, dic) - 1991 (de ene a agos.)

														Reserva máx:	150	
														Reserva mín:	50	
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura		14.16	20.07	22.21	22.18	22.9	23.24	23.83	18.9	16.75	12.54	11.17	13.72		14.16	
i		4.84	8.20	9.56	9.54	10.01	10.24	10.63	7.49	6.24	4.02	3.38	4.61		4.84	88.75
ETP sin corregir		39.74	78.38	95.48	95.23	101.34	104.29	109.51	69.73	55.12	31.36	25.04	37.37		39.74	
n° días mes		30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31		30	
n° horas luz		6.9	7.6	9.1	8.8	9.4	9.2	7.9	6.2	4.9	4.8	6.4	6.1		6.9	
ETP corregido		22.85	51.30	72.40	72.16	82.03	74.63	74.50	36.03	23.26	12.55	13.80	19.63		22.85	555.12
ETP INTA		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	
PP (mm)		24.9	54.2	162.5	144.1	232.4	19.2	139.2	80.2	5.1	31.4	3.7	61		24.9	957.9
PP-ETP		2.05	2.90	90.10	71.94	150.37	-55.43	64.70	44.17	-18.16	18.85	-10.10	41.37		2.05	
ETR		22.85	51.30	72.40	72.16	82.03	74.63	74.50	36.03	23.26	12.55	13.80	19.63		22.85	555.12
Déficit		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
Recarga acumulada	0	2.05	4.95	95.05	150	150	94.57	150	150	131.84	150	139.90	150		2.05	150
Excedentes (escorrentía)		0	0	0	16.99	150.37	0	9.28	44.17	0	0.70	0	31.27		0	252.78
VERIFICACIONES																
Verificación 1		$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$										Verifica				
Verificación 2		$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$										Verifica				

a= 1.95

AÑOS 1991 (sept, oct, nov, dic) - 1992 (de ene a agos.)

														Reserva máx:	150	
														Reserva mín:	50	
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura		16.13	17.06	19.98	22.73	23.88	24	23.24	16.9	15.22	14.71	8.69	13.15		16.13	
i		5.89	6.41	8.14	9.90	10.67	10.75	10.24	6.32	5.39	5.12	2.31	4.32		5.89	85.47
ETP sin corregir		52.88	58.76	79.11	100.85	110.66	111.71	105.15	57.73	47.40	44.46	16.51	36.00		52.88	
n° días mes		30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31		30	
n° horas luz		5.2	6.8	8.9	6.8	10.1	8.6	7.7	5.8	4.7	3.1	6	7.4		5.2	
ETP corregido		22.91	34.41	58.68	59.05	96.25	74.72	69.72	27.90	19.18	11.48	8.53	22.94		22.91	505.78
ETP INTA		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		-	
PP (mm)		80.9	212.1	137.8	71.2	124.1	31	234.3	116.4	81.1	1.1	34.3	13		80.9	1137.3
PP-ETP		57.99	177.69	79.12	12.15	27.85	-43.72	164.58	88.50	61.92	-10.38	25.77	-9.94		57.99	
ETR		22.91	34.41	58.68	59.05	96.25	74.72	69.72	27.90	19.18	11.48	8.53	22.94		22.91	505.78
Déficit		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.00
Recarga acumulada	0	57.99	150.00	150.00	150.00	150.00	106.28	150	150	150	139.62	150.00	140.06		57.99	140.1
Excedentes (escorrentía)		0	85.68	79.12	12.15	27.85	0.00	120.86	88.50	61.92	0.00	15.39	0		0	491.46
VERIFICACIONES																
Verificación 1		$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$										Verifica				
Verificación 2		$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$										Verifica				

a= 1.88

AÑOS 1992 (sept, oct, nov, dic) - 1993 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150			
													Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura	14.85	18.12	19.25	22.62	25.15	22.31	22.9	19.04	14.14	11.5	9.45	13.05	45.2			
i	5.20	7.02	7.70	9.83	11.54	9.62	10.01	7.57	4.83	3.53	2.62	4.27	5.20	83.75	a=	1.84
ETP sin corregir	46.14	66.66	74.54	100.45	122.20	97.92	102.76	73.05	42.14	28.76	20.00	36.33	46.14			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	6.25	8.59	8.31	8.25	8.73	9.48	6.65	5.93	6	5.08	4.71	6.41	6.25			
ETP corregido	24.03	49.31	51.62	71.36	91.87	72.20	58.84	36.10	21.77	12.17	8.11	20.05	24.03	517.44		
ETP INTA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
PP (mm)	45.2	61.5	165.5	160.9	62.8	283	195	218.7	30.1	3.2	23.4	73.9	#¡REF!	1323.2		
PP-ETP	21.17	12.19	113.88	89.54	-29.07	210.80	136.16	182.60	8.33	-8.97	15.29	53.85	21.17			
ETR	24.03	49.31	51.62	71.36	91.87	72.20	58.84	36.10	21.77	12.17	8.11	20.05	24.03	517.44		
Déficit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Recarga acumulada	0	21.17	33.36	147.24	150	120.93	150	150	150	141.03	150	150	21.17	150.00		
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	86.78	0	181.74	136.16	182.60	8.33	0	6.31	53.85	0	655.76		

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 1993 (sept, oct, nov, dic) - 1994 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150			
													Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura	14.31	14.98	19.7	22.16	23.71	22.89	21.28	18.05	17.47	13.72	11.58	12.95	14.31			
i	4.91	5.27	7.97	9.53	10.55	10.01	8.96	6.98	6.65	4.61	3.57	4.22	4.91	83.23	a=	1.84
ETP sin corregir	43.35	47.15	78.03	96.87	109.70	102.82	89.92	66.43	62.56	40.12	29.37	36.07	43.35			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	7.1	5.7	8.4	9.6	9.6	8.3	8.4	5.9	5.8	5	5.9	6.3	7.1			
ETP corregido	25.65	23.14	54.62	80.08	90.69	66.38	65.04	32.66	31.24	16.71	14.92	19.57	25.65	520.71		
ETP INTA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
PP (mm)	39.3	86	173.1	114.2	26.9	29.1	94.8	140.3	15.6	21.7	5.8	0.3	39.3	747.1		
PP-ETP	13.65	62.86	118.48	34.12	-63.79	-37.28	29.76	107.64	-15.64	4.99	-9.12	-19.27	13.65			
ETR	25.65	23.14	54.62	80.08	90.69	66.38	65.04	32.66	31.24	16.71	14.92	19.57	25.65	520.71		
Déficit	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		
Recarga	0	13.65	76.51	150	150	86.21	48.94	78.70	150	134.36	139.34	130.22	110.95	13.65	110.95	
Excedentes (escorrentía)	0	0	44.99	34.12	0	0	0	36.33	0	0	0	0	0	0	115.443274	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 1994 (sept, oct, nov, dic) - 1995 (de ene a agos.)

											Reserva máx: 150					
											Reserva mín: 50					
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura	16.7	18.94	21.41	26.03	24.26	22.39	22.06	18.07	14.87	12.08	11.29	12.99	16.7			
i	6.21	7.51	9.04	12.16	10.93	9.68	9.46	7.00	5.21	3.80	3.43	4.24	6.21	88.66	a=	1.95
ETP sin corregir	54.84	70.06	88.93	130.06	113.41	97.02	94.26	63.93	43.76	29.20	25.60	33.64	54.84			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	6.5	6.4	9.7	9.2	9.0	8.3	8.3	8.6	6.8	4.8	6.2	7.2	6.5			
ETP corregido	29.71	38.61	71.88	103.04	87.89	62.63	67.37	45.82	25.62	11.68	13.67	20.86	29.71	578.77		
ETP INTA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0		
PP (mm)	5.3	86.1	111.3	58.2	50.9	105.3	188.2	115.7	7.5	87.8	3.1	4.9	5.3	824.3		
PP-ETP	-24.41	47.49	39.42	-44.84	-36.99	42.67	120.83	69.88	-18.12	76.12	-10.57	-15.96	-24.41			
ETR	5.3	38.61	71.88	103.04	87.89	62.63	67.37	45.82	25.62	11.68	13.67	20.86	5.3	554.37		
Déficit	24.41	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	24.41	24.41		
Recarga	0	0	47.49	86.91	42.07	5.08	47.75	150	150	131.88	150	139.43	123.48	0	123.48	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	0	18.58	69.88	0	58.00	0	0	0	146.458744		
VERIFICACIONES																
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$											Verifica				
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$											No Verifica				

AÑOS 1995 (sept, oct, nov, dic) - 1996 (de ene a agos.)

											Reserva máx: 150						
											Reserva mín: 50						
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total			
temperatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a=	-
ETP sin corregir	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
n° días mes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
n° horas luz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
ETP corregido	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-			
ETP INTA	83.80	84.60	106.60	150.40	129.10	97.00	104.50	67.80	69.30	56.00	67.80	99.70		1116.60			
PP (mm)	8	209	240	17	118	168	87	27	17	28	0	1	8	920			
PP-ETP	-75.80	124.40	133.40	-133.40	-11.10	71.00	-17.50	-40.80	-52.30	-28.00	-67.80	-98.70	-75.80				
ETR	8	84.60	106.60	150.40	129.10	97.00	104.50	67.80	35.20	28.00	0.00	1.00	8	812.2			
Déficit	75.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	34.10	28.00	67.80	98.70	75.80	304.40			
Recarga acumulada	0	0	124.40	150	16.60	5.50	76.50	59.00	18.20	0.00	0.00	0.00	0	0.00			
Excedentes (escorrentía)	0	74.4	207.80	0	0	26.5	9	0	0	0	0	0	0	317.7			
VERIFICACIONES																	
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$											Verifica					
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$											Verifica					

AÑOS 1996 (sept, oct, nov, dic) - 1997 (de ene a agos.)

														Reserva máx:	150	
														Reserva mín:	50	
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a= -
ETP sin corregir	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° días mes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° horas luz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP corregido	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP INTA	75.40	97.80	117.40	130.40	148.90	115.90	132.40	123.20	95.50	57.10	75.00	90.60		1259.60		
PP (mm)	33	101	92	54	122	55	13	11	86	46	14	11		33	638	
PP-ETP	-42.40	3.20	-25.40	-76.40	-26.90	-60.90	-119.40	-112.20	-9.50	-11.10	-61.00	-79.60		-42.40		
ETR	33.00	97.80	95.20	54.00	122.00	55.00	13.00	11.00	86.00	46.00	14.00	11.00		33.00	638.00	
Déficit	42.40	0.00	22.20	76.40	26.90	60.90	119.40	112.20	9.50	11.10	61.00	79.60		42.40	621.600	
Recarga acumulada	0	0.00	3.20	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0.00	0.0	
Excedentes (escorrentía)	0	3.2	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0	0		0	3.20	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 1997 (sept, oct, nov, dic) - 1998 (de ene a agos.)

														Reserva máx:	150	
														Reserva mín:	50	
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total		
temperatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a= -
ETP sin corregir	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° días mes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° horas luz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP corregido	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP INTA	92.8	125.1	114.2	126.1	98.8	83.6	94.2	69.8	75.4	61.5	61.2	82.2		1084.9		
PP (mm)	33	41	68	256	250	136	143	40	52	24	8	16		#¡REF!	1067	
PP-ETP	-59.8	-84.1	-46.2	129.9	151.2	52.4	48.8	-29.8	-23.4	-37.5	-53.2	-66.2		-59.8		
ETR	33	41	68	126.1	98.8	83.6	94.2	69.8	75.4	61.5	61.2	22.1		33	834.70	
Déficit	59.8	84.1	46.2	0	0	0	0	0	0	0	0	60.1		59.8	250.20	
Recarga acumulada	0	0	0	0	129.9	150	150	120.2	96.8	59.3	6.1	0		0	0.00	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	131.1	52.4	48.8	0	0	0	0	0		0	232.30	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 1998 (sept, oct, nov, dic) - 1999 (de ene a agos.)

											Reserva máx:		150		
											Reserva mín:		50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a=	-
ETP sin corregir	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° días mes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° horas luz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP corregido	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP INTA	120.7	144.3	136.8	168.9	163.6	123.8	109.4	74.3	72.9	50.7	56.7	119.7	1341.8		
PP (mm)	29	32	88	81	250	136	143	40	52	24	8	16	29	899	
PP-ETP	-91.7	-112.3	-48.8	-87.9	86.4	12.2	33.6	-34.3	-20.9	-26.7	-48.7	-103.7	-91.7		
ETR	29	32	88	81	163.6	123.8	109.4	74.3	72.9	50.7	56.7	17.6	29	899	
Déficit	91.7	112.3	48.8	87.9	0	0	0	0	0	0	0	102.1	91.7	442.80	
Recarga	0	0	0	0	86.4	98.6	132.2	97.9	77	50.3	1.6	0	0	0	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	86.4	98.6	132.2	97.9	77	50.3	1.6	0	0	544	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 1999 (sept, oct, nov, dic) - 2000 (de ene a agos.)

											Reserva máx:		150		
											Reserva mín:		50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a=	-
ETP sin corregir	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° días mes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
n° horas luz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP corregido	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-		
ETP INTA	119.5	142.5	168.7	163.3	168.2	110.2	104.6	79.9	70.2	75.1	102.1	120.4	1424.7		
PP (mm)	29	23	84	145	67	100	116	355	64	5	23	19	#¡REF!	1030	
PP-ETP	-90.5	-119.5	-84.7	-18.3	-101.2	-10.2	11.4	275.1	-6.2	-70.1	-79.1	-101.4	-90.5		
ETR	29	23	84	145	67	100	104.6	79.9	70.2	75.1	96.7	19	29	893.50	
Déficit	90.5	119.5	84.7	18.3	101.2	10.2	0	0	0	0	5.4	101.4	90.5	531.20	
Recarga acumulada	0	0	0	0	0	0	11.4	150	143.8	73.7	0	0	0	0.00	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	0	11.4	286.5	143.8	73.7	0	0	0	515.40	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2000 (sept, oct, nov, dic) - 2001 (de ene a agos.)

														Reserva máx: 150			
														Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total			
temperatura		22.4	25.8	26	29.5	30.9	31.9	29.2	23.9	19.8	18.5	18.3	22.3		22.4		
i		9.68	11.99	12.13	14.69	15.76	16.54	14.47	10.68	8.03	7.25	7.13	9.62		9.68	137.98	a= 3.27
ETP sin corregir		78.04	123.88	127.05	192.02	223.46	247.99	185.70	96.46	52.13	41.75	40.29	76.90		78.04		
n° días mes		30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31		30		
n° horas luz		7.3	7	8.5	9.4	8.6	8.6	7.2	5.8	5.5	4.5	4.8	5.7		7.3		
ETP corregido		47.47	74.67	89.99	155.43	165.48	165.88	115.14	46.62	24.69	15.65	16.65	37.75		47.47	955.42	
ETP INTA		124.70	144.20	125.10	0.00	166.30	159.50	146.10	109.30	113.40	88.30	118.10	126.70			1421.70	
PP (mm)		24.9	54.2	162.5	144.1	232.4	19.2	139.2	80.2	5.1	31.4	3.7	61		24.9	957.9	
PP-ETP		-99.80	-90.00	37.40	144.10	66.10	-140.30	-6.90	-29.10	-108.30	-56.90	-114.40	-65.70		-99.80		
ETR		24.9	54.2	125.10	0.00	166.30	159.50	146.10	83.00	5.10	31.40	3.70	61.00		24.9	860.3	
Déficit		99.80	90.00	0.00	0.00	0.00	0.00	26.30	108.30	56.90	114.40	65.70		99.80	561.40		
Recarga acumulada	0	0	0	37.40	150	150	9.70	2.80	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		0	0.00	
Excedentes (escorrentía)		0	0	0	131.50	166.10	0	0	0	0	0	0	0		0	297.6	
VERIFICACIONES																	
Verificación 1					$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$								Verifica				
Verificación 2					$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$								Verifica				

AÑOS 2001 (sept, oct, nov, dic) - 2002 (de ene a agos.)

														Reserva máx: 150			
														Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.		total			
temperatura		20.1	23.6	26.8	30	31.6	30.1	28.5	22	22.3	16.6	16.3	21.5		20.1		
i		8.22	10.48	12.70	15.07	16.30	15.15	13.94	9.42	9.62	6.15	5.98	9.10		8.22	132.15	a= 3.07
ETP sin corregir		58.02	95.01	140.41	198.54	232.90	200.58	169.60	76.58	79.83	32.24	30.48	71.36		58.02		
n° días mes		30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31		30		
n° horas luz		4.9	6.2	8.5	9.5	10.1	8.8	5.8	4.6	5.2	5.7	5.1	6.6		4.9		
ETP corregido		23.69	50.72	99.45	162.42	202.56	137.29	84.71	29.35	35.75	15.31	13.39	40.55		23.69	895.20	
ETP INTA		87.30	115.00	144.90	187.00	200.50	161.10	134.30	82.90	94.30	78.00	81.20	127.00			1493.50	
PP (mm)		80.9	212.1	137.8	71.2	124.1	31	234.3	116.4	81.1	1.1	34.3	13		80.9	1137.3	
PP-ETP		-6.40	97.10	-7.10	-115.80	-76.40	-130.10	100.00	33.50	-13.20	-76.90	-46.90	-114.00		-6.40		
ETR		80.90	115.00	144.90	161.20	124.10	31.00	134.30	82.90	94.30	78.00	77.70	13.00		80.90	1137.30	
Déficit		6.40	0.00	0.00	25.80	76.40	130.10	0.00	0.00	0.00	0.00	3.50	114.00		6.40	356.200	
Recarga acumulada	0	0.00	97.10	90.00	0.00	0.00	0.00	100.00	133.50	120.30	43.40	0.00	0.00		0.00	0.0	
Excedentes (escorrentía)		0	97.1	90	1.4E-14	0	0.00	100.00	133.50	120.30	43.40	7.1E-15	0		0	584.30	
VERIFICACIONES																	
Verificación 1					$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$								Verifica				
Verificación 2					$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$								Verifica				

AÑOS 2002 (sept, oct, nov, dic) - 2003 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150			
													Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total			
temperatura	23.1	27	28.5	28.3	31.4	29.4	26.8	22.6	20.7	19	16.9	18	45.2			
i	10.15	12.85	13.94	13.80	16.15	14.62	12.70	9.81	8.59	7.55	6.32	6.95	10.15	133.43	a= 3.11	
ETP sin corregir	88.40	143.69	170.04	166.36	229.95	187.33	140.40	82.57	62.81	48.10	33.40	40.65	88.40			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	7	6.8	8.6	7.6	9.5	8.1	6.6	5.1	5.1	3.7	5.9	6.7	7			
ETP corregido	51.56	84.14	121.87	108.87	188.11	118.02	79.80	35.09	27.59	14.83	16.97	23.45	51.56	870.30		
ETP INTA	126.2	136.6	148	143.8	171	128.3	120.3	101.3	112.8	98.7	101.8	118.3		1507.1		
PP (mm)	45.2	61.5	165.5	160.9	62.8	283	195	218.7	30.1	3.2	23.4	73.9	#¡REF!	1323.2		
PP-ETP	-81	-75.1	17.5	17.1	-108.2	154.7	74.7	117.4	-82.7	-95.5	-78.4	-44.4	-81			
ETR	45.2	61.5	148	143.8	97.4	128.3	120.3	101.3	112.8	70.5	23.4	73.9	45.2	1126.40		
Déficit	81	75.1	0	0	73.6	0	0	0	0	28.2	78.4	44.4	81	380.70		
Recarga acumulada	0	0	0	17.5	34.6	0	150	150	150	67.3	0	0	0	0	0.00	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	4.7	74.7	117.4	0	0	0	0	0	196.80		
VERIFICACIONES																
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$											Verifica				
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$											Verifica				

AÑOS 2003 (sept, oct, nov, dic) - 2004 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150			
													Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total			
temperatura	23	26.8	28.9	28.4	32.6	29.8	30.2	24.6	18	18.6	18	20.2	23			
i	10.08	12.70	14.24	13.87	17.09	14.92	15.22	11.16	6.95	7.31	6.95	8.28	10.08	138.78	a= 3.30	
ETP sin corregir	84.69	140.24	179.87	169.81	267.64	199.02	207.97	105.72	37.73	42.04	37.73	55.19	84.69			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	7.1	7.5	9.2	8.8	10.6	9.8	8.2	5.3	5.5	4.7	5.3	6	7.1			
ETP corregido	50.11	90.57	137.90	128.68	244.29	151.70	146.85	46.69	17.87	16.46	17.22	28.51	50.11	1076.85		
ETP INTA	153.1	168.8	136.9	129.4	184.2	148.1	155.8	102	74.7	79.6	75.3	87.3		1495.2		
PP (mm)	39.3	86	173.1	114.2	26.9	29.1	94.8	140.3	15.6	21.7	5.8	0.3	39.3	747.1		
PP-ETP	-113.8	-82.8	36.2	-15.2	-157.3	-119	-61	38.3	-59.1	-57.9	-69.5	-87	-113.8			
ETR	39.3	86	136.9	129.4	47.9	29.1	94.8	102	53.9	21.7	5.8	0.3	39.3	747.1		
Déficit	113.8	82.8	0	0	136.3	119	61	0	20.8	57.9	69.5	87	113.8	748.10		
Recarga	0	0	0	36.2	21	0	0	38.3	0	0	0	0	0	0	0	
Excedentes (escorrentía)	0	0	36.2	21	0	0	0	38.3	0	0	0	0	0	95.5		
VERIFICACIONES																
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$											Verifica				
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$											Verifica				

AÑOS 2004 (sept, oct, nov, dic) - 2005 (de ene a agos.)

											Reserva máx:		150	
											Reserva mín:		50	
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total	
temperatura	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
i	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	a=
ETP sin corregir	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
n° días mes	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
n° horas luz	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
ETP corregido	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
ETP INTA	124.40	113.20	121.30	131.90	132.40	94.00	102.80	72.70	77.90	60.70	78.10	86.30	1195.70	
PP (mm)	9.9	108.8	97.1	135.3	177.6	39.7	317.6	151	4.3	37.9	6.7	36.5	9.9	1122.4
PP-ETP	-114.50	-4.40	-24.20	3.40	45.20	-54.30	214.80	78.30	-73.60	-22.80	-71.40	-49.80	-114.50	
ETR	9.90	108.80	97.10	131.90	132.40	88.30	102.80	72.70	77.90	60.70	60.30	36.50	9.90	979.30
Déficit	114.50	4.40	24.20	0.00	0.00	5.70	0.00	0.00	0.00	0.00	17.80	49.80	114.50	216.40
Recarga	0	0.00	0.00	0.00	3.40	48.60	0.00	150.00	150.00	76.40	53.60	0.00	0.00	0.00
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	0.00	64.8	78.30	0	0	0	0	0	143.1

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2005 (sept, oct, nov, dic) - 2006 (de ene a agos)

											Reserva máx:		150	
											Reserva mín:		50	
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total	
temperatura	21.3	24.8	28.8	30.1	34.5	30.3	26.4	24.8	19.4	18.8	20.3	19.3	21.3	
i	8.97	11.30	14.17	15.15	18.62	15.30	12.42	11.30	7.79	7.43	8.34	7.73	8.97	a= 3.29
ETP sin corregir	65.89	108.68	177.72	205.49	321.86	210.02	133.49	108.68	48.46	43.70	56.25	47.64	65.89	
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30	
n° horas luz	7.3	7.7	9.5	9.3	10.4	8.3	7.3	6.8	6.3	4.9	5.9	6.5	7.3	
ETP corregido	40.25	71.78	140.84	164.56	288.24	135.58	83.91	61.59	26.29	17.85	28.58	26.67	40.25	1086.14
ETP INTA	89.4	119.2	109.9	123.6	156.4	120.6	90.6	96.7	95	76.1	98.6	98.4		1274.5
PP (mm)	5.3	86.1	111.3	58.2	50.9	105.3	188.2	115.7	7.5	87.8	3.1	4.9	5.3	824.3
PP-ETP	-84.1	-33.1	1.4	-65.4	-105.5	-15.3	97.6	19	-87.5	11.7	-95.5	-93.5	-84.1	
ETR	5.3	86.1	109.9	59.6	50.9	105.3	90.6	96.7	95	76.1	43.9	4.9	5.3	824.3
Déficit	84.1	33.1	0	64	105.5	15.3	0	0	0	0	54.7	93.5	84.1	450.20
Recarga	0	0	0	1.4	0	0	97.6	116.6	29.1	40.8	0	0	0	0
Excedentes (escorrentía)	0	0	1.4	1.3E-15	0	0	97.6	116.6	29.1	40.8	0	0	0	285.5

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2006 (sept, oct, nov, dic) - 2007 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	24.3	28.6	29.1	30.7	25.7	24.6	21.9	19.9	13.2	11.2	9.8	10.7	24.3		
i	10.95	14.02	14.39	15.61	11.92	11.16	9.36	8.10	4.35	3.39	2.77	3.16	10.95	109.18	a= 2.41
ETP sin corregir	109.88	162.68	169.61	192.95	125.75	113.18	85.54	67.92	25.27	17.01	12.34	15.24	109.88		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	8.3	9.2	9.2	9.1	8.1	8.7	5.5	5.3	6.1	5.7	6.8	6.7	8.3		
ETP corregido	76.00	128.88	130.04	151.20	87.71	76.58	40.51	30.00	13.28	8.08	7.22	8.79	76.00	758.29	
ETP INTA	111	127.2	135.4	109.9	124.9	111.4	89.7	95.8	93.7	66.5	78.1	86.8	1230.4		
PP (mm)	1.6	23.4	70	330.6	52	192.3	542.3	37.7	46.1	46.6	0.3	7.7	1.6	1350.6	
PP-ETP	-109.4	-103.8	-65.4	220.7	-72.9	80.9	452.6	-58.1	-47.6	-19.9	-77.8	-79.1	-109.4		
ETR	1.6	23.4	70	109.9	124.9	111.4	89.7	95.8	93.7	66.5	24.7	7.7	1.6	819.3	
Déficit	109.4	103.8	65.4	0	0	0	0	0	0	0	53.4	79.1	109.4	411.10	
Recarga	0	0	0	150	77.1	150	150	91.9	44.3	24.4	0	0	0	0	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	220.7	77.1	158	602.6	91.9	44.3	24.4	0	0	0	1219	
VERIFICACIONES															
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$												Verifica		
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$												Verifica		

AÑOS 2007 (sept, oct, nov, dic) - 2008 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	17.6	20.7	23.2	25.8	26.7	24.6	22.7	19.5	16.6	11.4	15.8	15.1	17.6		
i	6.72	8.59	10.21	11.99	12.63	11.16	9.88	7.85	6.15	3.48	5.71	5.33	6.72	99.72	a= 2.18
ETP sin corregir	55.27	78.75	100.99	127.33	137.23	114.77	96.30	69.13	48.65	21.43	43.68	39.57	55.27		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	6.1	7	10.6	9.5	9.5	8.3	8.4	8.4	7.3	5.8	5	8.2	6.1		
ETP corregido	28.10	47.47	89.21	104.17	112.26	74.09	69.66	48.39	30.58	10.36	18.81	27.94	28.10	661.02	
ETP INTA	76.90	107.50	130.80	139.20	143.70	110.00	104.90	102.90	113.90	82.60	91.60	100.10	1304.10		
PP (mm)	87.6	62.6	21.4	121.1	143.6	178.9	135.7	37.5	5.7	0.5	6.4	0	87.6	801	
PP-ETP	10.70	-44.90	-109.40	-18.10	-0.10	68.90	30.80	-65.40	-108.20	-82.10	-85.20	-100.10	10.70		
ETR	76.90	73.30	21.40	121.10	143.60	110.00	104.90	102.90	40.00	0.50	6.40	0.00	76.90	801.00	
Déficit	0.00	34.20	109.40	18.10	0.10	0.00	0.00	0.00	73.90	82.10	85.20	100.10	0.00	503.10	
Recarga	0	10.70	0.00	0.00	0.00	68.90	99.70	34.30	0.00	0.00	0.00	0.00	10.70	0.00	
Excedentes (escorrentía)	10.7	3.55E-15	0	0	0	68.90	99.7	34.30	0	0	0	0	10.7	213.6	
VERIFICACIONES															
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$												Verifica		
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$												Verifica		

AÑOS 2008 (sept, oct, nov, dic) - 2009 (de ene a agos.)

											Reserva máx: 150				
											Reserva mín: 50				
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	26.7	24.6	22.7	19.5	26.5	25.2	24.4	22	17.6	12.2	11.4	17.3	26.7		
i	12.63	11.16	9.88	7.85	12.49	11.57	11.02	9.42	6.72	3.86	3.48	6.55	12.63	106.64	a= 2.35
ETP sin corregir	137.69	113.62	94.10	65.89	135.28	120.23	111.46	87.43	51.81	21.94	18.71	49.76	137.69		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	8.1	8.3	9.3	12.1	9.7	9.3	8.7	8.6	6.2	7.3	7.3	8.1	8.1		
ETP corregido	92.94	81.21	72.93	68.65	113.00	86.96	83.51	62.66	27.66	13.34	11.76	34.71	92.94	749.32	
ETP INTA	104.3	110.7	130.6	134.8	141.1	99.8	102.7	-	-	-	-	-	-		
PP (mm)	28.4	124.5	74.3	16.3	22.4	139.3	198	21	23.7	19.4	44.1	0.4	28.4	711.8	
PP-ETP	-64.54	43.29	1.37	-52.35	-90.60	52.34	114.49	-41.66	-3.96	6.06	32.34	-34.31	-64.54		
ETR	28.4	81.21	72.93	61.93	22.40	86.96	83.51	62.66	27.66	13.34	11.76	34.71	28.4	587.5	
Déficit	64.54	0.00	0.00	6.72	90.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	64.54	161.85	
Recarga	0	0	43.61	45.63	0.00	0.00	52.54	150	109.02	105.74	112.43	145.37	111.95	0	111.95
Excedentes (escorrentía)	0	43.29383	44.98376	0	0	52.337	167.04	108.339	105.061	111.8	144.765	111.0573	0	888.675904	
VERIFICACIONES															
Verificación 1	ΣPP=ΣETR+EXCEDENTES+RECARGA					Verifica									
Verificación 2	ΣETP-ΣETR=ΣDEFICITS					Verifica									

AÑOS 2009 (sept, oct, nov, dic) - 2010 (de ene a agos.)

											Reserva máx: 150				
											Reserva mín: 50				
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	15	21.4	25	24.4	26.5	25.4	24.6	18.9	15.3	13.1	11.7	13.7	15		
i	5.28	9.04	11.44	11.02	12.49	11.71	11.16	7.49	5.44	4.30	3.62	4.60	5.28	97.58	a= 2.13
ETP sin corregir	40.05	85.50	119.14	113.12	134.91	123.24	115.11	65.59	41.78	30.00	23.57	33.01	40.05		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.1	9.6	8	8.1	9.4	7.1	8.8	7.3	4.9	5.7	7.5	7	7.1		
ETP corregido	23.70	70.68	79.43	78.90	109.21	68.06	87.23	39.90	17.63	14.25	15.22	19.90	23.70	624.09	
ETP INTA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.00	
PP (mm)	72.4	62.5	133.8	251.7	141.6	168.5	114.5	42.5	69.7	0.6	3.3	4.2	72.4	1065.3	
PP-ETP	48.70	-8.18	54.37	172.80	32.39	100.44	27.27	2.60	52.07	-13.65	-11.92	-15.70	48.70		
ETR	72.4	62.5	133.8	251.7	141.6	168.5	114.5	42.5	69.7	0.6	3.3	4.2	72.4	1065.3	
Déficit	-48.70	8.18	-54.37	-172.80	-32.39	-100.44	-27.27	-2.60	-52.07	13.65	11.92	15.70	-48.70	-441.21	
Recarga acumulada	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VERIFICACIONES															
Verificación 1	ΣPP=ΣETR+EXCEDENTES+RECARGA					Verifica									
Verificación 2	ΣETP-ΣETR=ΣDEFICITS					Verifica									

AÑOS 2010 (sept, oct, nov, dic) - 2011 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	16.9	19.4	23.9	27	27.1	24.2	22.4	20.1	15.9	12.3	11.9	12.7	16.9		
i	6.32	7.79	10.68	12.85	12.92	10.89	9.68	8.22	5.76	3.91	3.72	4.10	6.32	96.84	a= 2.12
ETP sin corregir	52.03	69.69	108.39	140.33	141.44	111.29	94.49	75.12	45.73	26.55	24.75	28.41	52.03		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.5	8.9	9.7	10.4	9.5	6.6	8.5	7.1	5.9	4.4	5.7	7	7.5		
ETP corregido	32.52	53.41	87.62	125.68	115.70	57.13	69.16	44.45	23.23	9.74	12.15	17.13	32.52	647.91	
ETP INTA					145.70	105.40	155.90	119.10	113.20	94.10	86.90	108.80		929.10	
PP (mm)	61.7	37.2	55.2	100.2	202.2	132.3	99.7	87.1	35.3	36.8	6	10.3	61.7	864	
PP-ETP	29.18	-16.21	-32.42	-25.48	86.50	75.17	30.54	42.65	12.07	27.06	-6.15	-6.83	29.18		
ETR	32.52	53.41	68.17	100.20	115.70	57.13	69.16	44.45	23.23	9.74	12.15	17.13	32.52	602.98	
Déficit	0.00	0.00	19.44	25.48	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	44.921	
Recarga acumulada	0	29.18	12.97	0.00	0.00	86.50	150	150	150	150	143.85	137.02	29.18	137.0	
Excedentes (escorrentía)	29.1802	12.97344	0	0	86.4965	161.67	180.54	192.65	162.07	177.06	143.849	137.0233	29.18023709	1283.51	
VERIFICACIONES															
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$														Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$														Verifica

AÑOS 2011 (sept, oct, nov, dic) - 2012 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	18.5	19	24.9	26.4	28	26.9	23.3	19	17.8	13.3	11.2	15.3	28.3		
i	7.25	7.55	11.37	12.42	13.58	12.78	10.28	7.55	6.84	4.40	3.39	5.44	7.25	102.82	a= 2.25
ETP sin corregir	60.12	63.84	117.42	133.97	152.97	139.76	101.10	63.84	55.11	28.58	19.40	39.18	60.12		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	8.4	7.3	9.6	10.7	10.8	8.1	8.4	6.3	5.4	6.3	7.5	7.5	8.4		
ETP corregido	42.08	40.13	93.94	123.44	142.26	88.05	73.13	33.52	25.63	15.00	12.53	25.31	42.08	715.01	
ETP INTA	108.7	112.8	140.5	143.2	144.7	162.7	133.1	84.8	82.3	66.3	79.9	97		1356	
PP (mm)	28.3	137.8	173.5	17.9	98	83.7	194.1	49.5	37.5	0.4	4.6	103.3	#¡REF!	928.6	
PP-ETP	-80.4	25	33	-125.3	-46.7	-79	61	-35.3	-44.8	-65.9	-75.3	6.3	-80.4		
ETR	28.3	112.8	140.5	75.9	98	83.7	133.1	84.8	63.2	0.4	4.6	97	28.3	922.30	
Déficit	80.4	0	0	67.3	46.7	79	0	0	19.1	65.9	75.3	0	80.4	433.70	
Recarga acumulada	0	0	25	58	0	0	61	25.7	0	0	0	6.3	0	6.30	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.00	
VERIFICACIONES															
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$														Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$														Verifica

AÑOS 2012 (sept, oct, nov, dic) - 2013 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	18.1	20	24.5	25.9	26.3	24.3	21	20.5	16.2	14.2	13.4	13.3	18.1		
i	7.01	8.16	11.09	12.06	12.35	10.95	8.78	8.47	5.93	4.86	4.45	4.40	7.01	98.51	a= 2.15
ETP sin corregir	59.35	73.59	113.95	128.45	132.76	111.96	81.75	77.61	46.73	35.18	31.05	30.55	59.35		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.7	7.3	9.8	9.6	10.9	9.2	7.4	8.5	5.9	7.1	5.3	7.9	7.7		
ETP corregido	38.08	46.26	93.06	106.19	124.61	80.11	52.09	54.98	23.74	20.82	14.17	20.78	38.08	674.90	
ETP INTA	98.9	91.8	134.7	173.7	143.5	124	111.7	101.6	81.7	55.9	62.6	117.8	1297.9		
PP (mm)	54.4	153.3	71.1	393.7	63	127.7	96.1	135.2	51.1	16.4	1	9.3	54.4	1172.3	
PP-ETP	-44.5	61.5	-63.6	220	-80.5	3.7	-15.6	33.6	-30.6	-39.5	-61.6	-108.5	-44.5		
ETR	54.4	91.8	132.6	173.7	143.5	124	111.7	101.6	81.7	55.9	22.1	9.3	54.4	1102.3	
Déficit	44.5	0	2.1	0	0	0	0	0	0	0	40.5	108.5	44.5	195.60	
Recarga	0	0	61.5	0	150	73.2	57.6	91.2	60.6	21.1	0	0	0	0	
Excedentes (escorrentía)	0	61.5	0	220	69.5	73.2	57.6	91.2	60.6	21.1	0	0	0	654.7	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2013 (sept, oct, nov, dic) - 2014 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	17.2	22.1	23.5	28.6	28.1	24.6	20.6	19.6	16.8	13.3	14.1	16.8	17.2		
i	6.49	9.49	10.41	14.02	13.65	11.16	8.53	7.91	6.26	4.40	4.80	6.26	6.49	103.39	a= 2.27
ETP sin corregir	50.73	89.54	102.92	160.65	154.35	114.17	76.35	68.21	48.09	28.32	32.33	48.09	50.73		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.4	8.4	8.9	10.8	9.8	6.7	7.8	7.3	4.4	6.0	5.5	8.8	7.4		
ETP corregido	31.28	64.77	76.33	149.40	130.25	59.49	51.28	41.49	18.22	14.16	15.31	36.44	31.28	688.44	
ETP INTA	127.7	137.1	166.8	213	212.2	117.2	112.6	91.9	57.3	49	49.8	129.9	1464.5		
PP (mm)	12.4	71.2	294	68.3	64	312.8	205.4	94.5	62.3	0.2	28.5	0	12.4	1213.6	
PP-ETP	-115.3	-65.9	127.2	-144.7	-148.2	195.6	92.8	2.6	5	-48.8	-21.3	-129.9	-115.3		
ETR	12.4	71.2	166.8	195.5	64	117.2	112.6	91.9	57.3	49	49.8	79.9	12.4	1067.6	
Déficit	115.3	65.9	0	17.5	148.2	0	0	0	0	0	0	50	115.3	396.90	
Recarga	0	0	0	127.2	0	0	150	150	150	101.2	79.9	0	0	0	
Excedentes (escorrentía)	0	0	127.2	0	0	195.6	242.8	152.6	155	101.2	79.9	0	0	1054.3	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2014 (sept, oct, nov, dic) - 2015 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	18.5	23.3	23.8	25.2	26.6	24.9	23.8	22.9	18.9	15.8	14.2	17	18.5		
i	7.25	10.28	10.61	11.57	12.56	11.37	10.61	10.01	7.49	5.71	4.86	6.38	7.25	108.70	a= 2.40
ETP sin corregir	57.22	99.44	104.64	119.99	136.59	116.60	104.64	95.40	60.23	39.20	30.35	46.72	57.22		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.7	7.8	8.7	9.5	9.4	7.8	7.8	8.4	6.1	5.9	7.1	5.7	7.7		
ETP corregido	36.71	66.79	75.86	98.16	110.56	70.74	70.28	66.78	31.63	19.28	18.56	22.93	36.71	688.30	
ETP INTA	94.5	143	171.4	188.9	134.5	87.2	98.3	95.7	62.9	64.1	58.2	76.7	1275.4		
PP (mm)	73.1	64.1	123.2	144.8	187.9	244.3	206.1	44	6.8	1	3.6	92	73.1	1190.9	
PP-ETP	-21.4	-78.9	-48.2	-44.1	53.4	157.1	107.8	-51.7	-56.1	-63.1	-54.6	15.3	-21.4		
ETR	73.1	64.1	123.2	144.8	134.5	87.2	98.3	95.7	62.9	43.2	3.6	76.7	73.1	1007.3	
Déficit	21.4	78.9	48.2	44.1	0	0	0	0	0	20.9	54.6	0	21.4	268.10	
Recarga	0	0	0	0	53.4	150	150	98.3	42.2	0	0	15.3	0	15.3	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	53.4	210.5	257.8	98.3	42.2	0	0	15.3	0	677.5	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2015 (sept, oct, nov, dic) - 2016 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	17.5	19.5	23.1	26	27.5	26.8	22.5	18.9	14.4	11.2	11.8	15.8	17.5		
i	6.66	7.85	10.15	12.13	13.21	12.70	9.75	7.49	4.96	3.39	3.67	5.71	6.66	97.67	a= 2.14
ETP sin corregir	55.61	70.07	100.62	129.54	146.03	138.20	95.12	65.54	36.66	21.43	23.96	44.70	55.61		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.5	6.9	8.8	9	10.5	8.2	7.05	3.16	4.4	5.78	4.4	7.32	7.5		
ETP corregido	34.75	41.63	73.79	100.39	132.03	88.14	57.75	17.26	13.89	10.32	9.08	28.18	34.75	607.21	
ETP INTA	101.30	121.10	150.80	164.60	178.10	122.50	136.70	47.90	36.30	32.90	38.10	83.20	1213.50		
PP (mm)	21.7	58.1	141.4	87.3	79.7	380.6	55	307	14.6	39.8	14.8	3	21.7	1203	
PP-ETP	-79.60	-63.00	-9.40	-77.30	-98.40	258.10	-81.70	259.10	-21.70	6.90	-23.30	-80.20	-79.60		
ETR	21.7	58.1	141.4	87.3	79.7	122.50	136.70	47.90	36.30	32.90	38.10	83.20	21.7	885.8	
Déficit	79.60	63.00	9.40	77.30	98.40	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	79.60	327.70	
Recarga	0	0	0	0	0	150	68.30	150	128.30	135.20	111.90	31.70	0	31.70	
Excedentes (escorrentía)	0	0	0	0	0	258.10	68.3	327.40	128.3	135.2	111.9	31.7	0	1060.9	

VERIFICACIONES

Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica

AÑOS 2016 (sept, oct, nov, dic) - 2017 (de ene a agos.)

													Reserva máx: 150			
													Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total			
temperatura	16.8	19.6	23	26	26.9	25.3	23.5	18.7	16.4	14.9	14.5	16	16.8			
i	6.26	7.91	10.08	12.13	12.78	11.64	10.41	7.37	6.04	5.22	5.01	5.82	6.26	100.68	a= 2.20	
ETP sin corregir	49.45	69.46	98.82	129.48	139.56	121.92	103.62	62.62	46.89	37.96	35.75	44.41	49.45			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	8.3	7.4	8.8	8.9	8.9	7.9	7	6.2	4.2	5.7	4.8	6.5	8.3			
ETP corregido	34.20	44.26	72.47	99.23	106.96	74.91	62.46	32.36	16.96	18.03	14.78	24.86	34.20	601.48		
ETP INTA	120.8	92.3	157.30	188.40	133.40	101.00	83.10	66.60	38.90	35.60	42.40	56.10	1115.9			
PP (mm)	16.50	139.00	72.2	160.8	301.8	187.8	28.2	127.9	37.3	7.6	18.3	64.4	#¡REF!	1161.80		
PP-ETP	-104.30	46.70	-85.10	-27.60	168.40	86.80	-54.90	61.30	-1.60	-28.00	-24.10	8.30	-104.30			
ETR	16.50	92.3	118.90	160.80	133.40	101.00	83.10	66.60	38.90	35.60	42.40	56.10	16.50	945.60		
Déficit	104.30	0	38.40	27.60	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	104.30	170.30		
Recarga	0	0.00	46.70	0.00	0.00	150	150	95.10	150	148.40	120.40	96.30	104.60	0.00	104.60	
Excedentes (escorrentía)	0	46.7	0	0	168.40	236.80	95.1	156.40	148.4	120.4	96.3	104.6	0	1173.1		
VERIFICACIONES																
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$														Verifica	
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$														Verifica	

AÑOS 2017 (sept, oct, nov, dic) - 2018 (de ene a agos.)

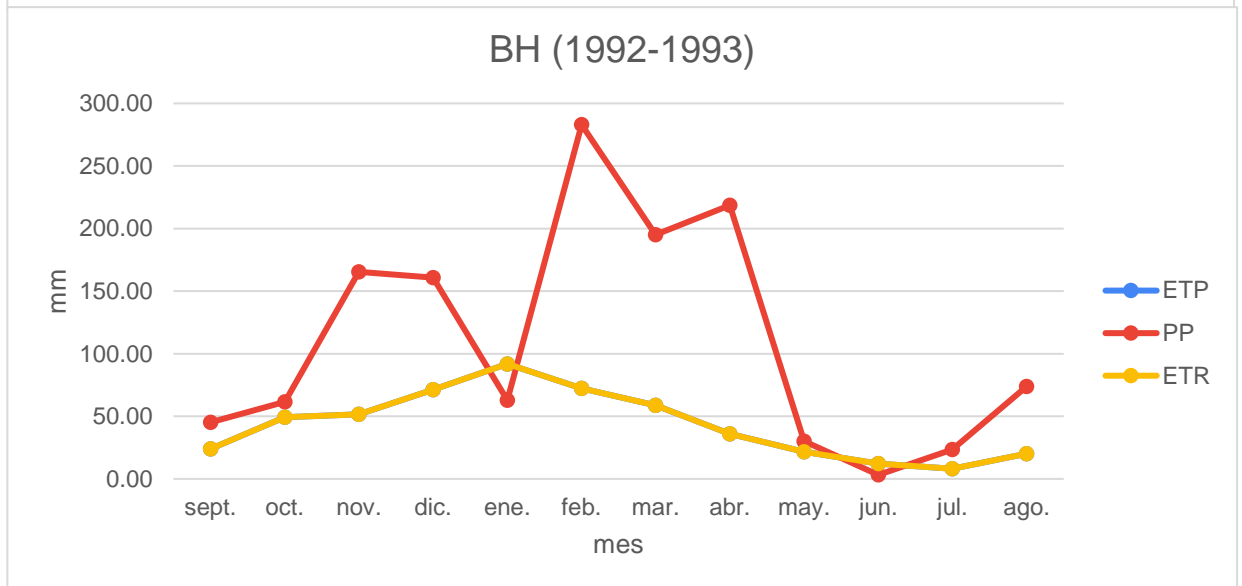
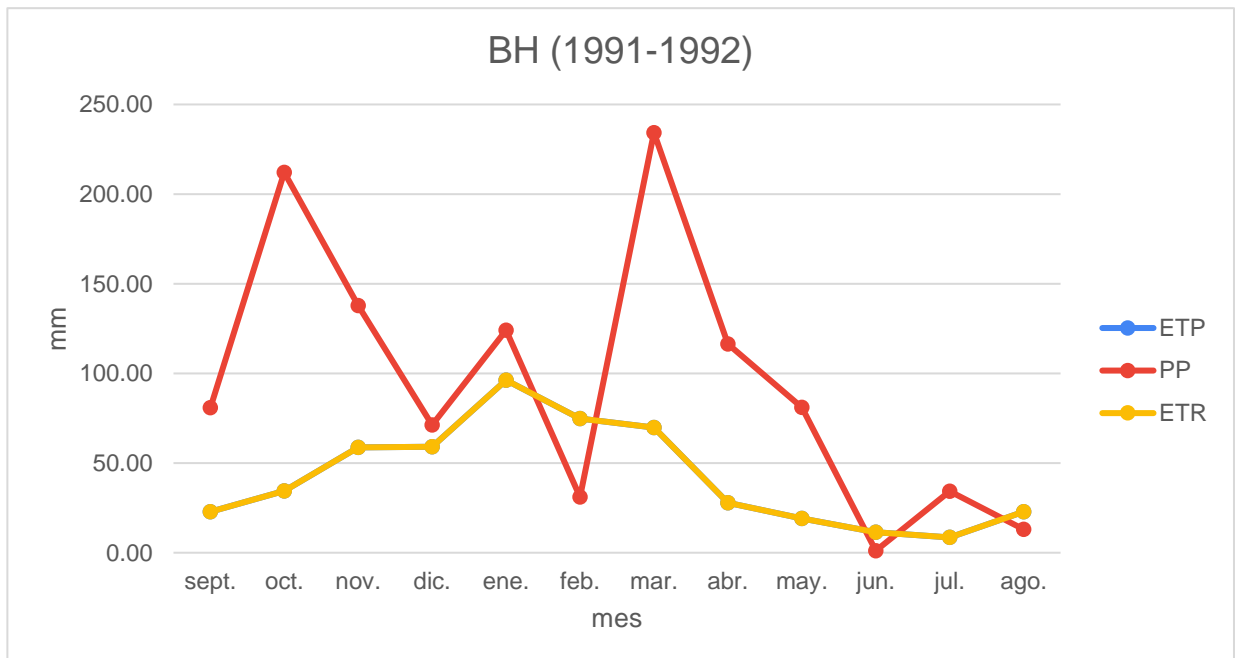
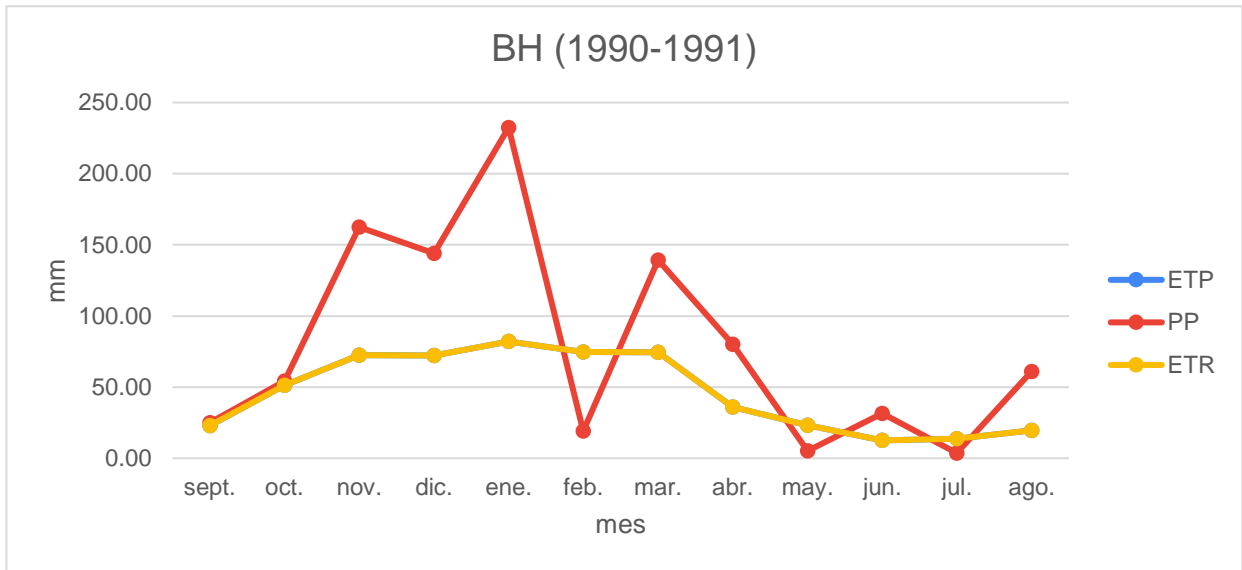
													Reserva máx: 150			
													Reserva mín: 50			
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total			
temperatura	17.3	19.7	23.5	26.2	27.4	27.2	23.5	23.9	17.4	11.9	11.1	13	17.3			
i	6.55	7.97	10.41	12.28	13.14	12.99	10.41	10.68	6.61	3.72	3.34	4.25	6.55	102.35	a= 2.24	
ETP sin corregir	51.92	69.48	103.19	131.69	145.61	143.23	103.19	107.17	52.59	22.43	19.19	27.35	51.92			
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30			
n° horas luz	6.5	8.2	10.6	9.5	9.9	9.7	8.5	6.7	4.6	6.7	4.4	8.1	6.5			
ETP corregido	28.12	49.06	91.15	107.73	124.13	108.06	75.53	59.84	20.83	12.53	7.27	19.08	28.12	703.33		
ETP INTA	68.4	89.9	134.3	153.5	158.3	150.6	122	86.1	45.9	42.5	44.2	65.4	1161.1			
PP (mm)	103.8	147.3	61.6	85.8	29.7	24.7	11.5	90.9	91.4	3.4	16.3	18.8	103.8	685.2		
PP-ETP	35.4	57.4	-72.7	-67.7	-128.6	-125.9	-110.5	4.8	45.5	-39.1	-27.9	-46.6	35.4			
ETR	68.4	89.9	134.3	105.9	29.7	24.7	11.5	86.1	45.9	42.5	27.5	18.8	68.4	685.2		
Déficit	0	0	0	47.6	128.6	125.9	110.5	0	0	0	16.7	46.6	0	475.90		
Recarga	0	35.4	92.8	20.1	0	0	0	4.8	50.3	11.2	0	0	35.4	0		
Excedentes (escorrentía)	35.4	92.8	20.1	0	0	0	0	4.8	50.3	11.2	0	0	35.4	214.6		
VERIFICACIONES																
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$														Verifica	
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$														Verifica	

AÑOS 2018 (sept, oct, nov, dic) - 2019 (de ene a agos.)

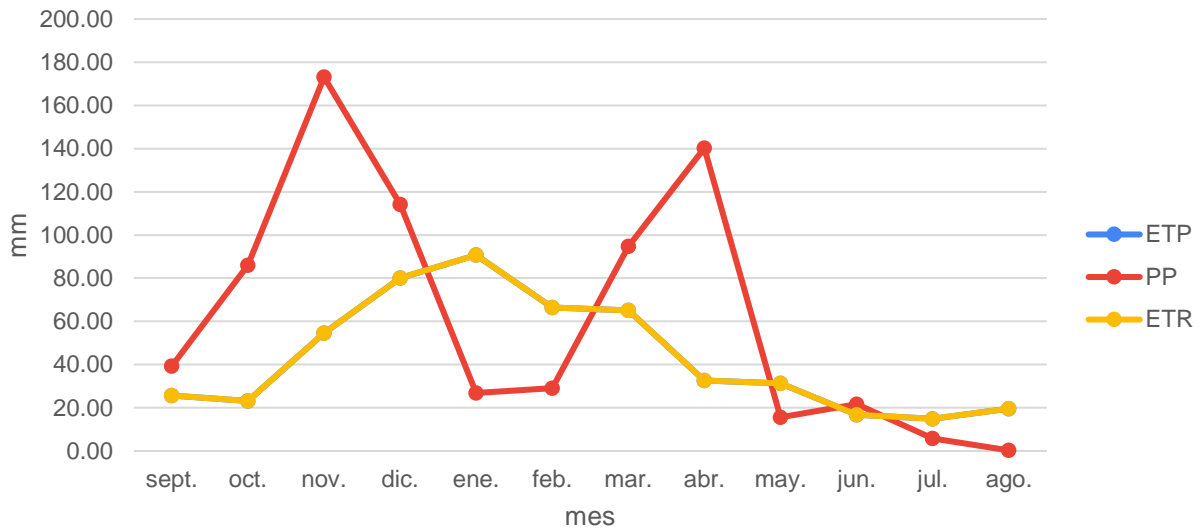
													Reserva máx: 150		
													Reserva mín: 50		
	sept.	oct.	nov.	dic.	ene.	feb.	mar.	abr.	may.	jun.	jul.	ago.	total		
temperatura	19.9	20.2	23.3	25.2	25.4	25.2	21.8	20.3	16.4	15	12.5	13.6	19.9		
i	8.10	8.28	10.28	11.57	11.71	11.57	9.29	8.34	6.04	5.28	4.00	4.55	8.10	99.02	a= 2.17
ETP sin corregir	72.57	74.96	102.13	121.03	123.12	121.03	88.42	75.77	47.73	39.34	26.50	31.82	72.57		
n° días mes	30	31	30	31	31	28	31	30	31	30	31	31	30		
n° horas luz	7.6	6.9	8.5	9.6	7.8	9.4	7.3	6.5	4.3	5.1	6.2	8.2	7.6		
ETP corregido	45.96	44.54	72.34	100.05	82.70	88.49	55.58	41.04	17.67	16.72	14.15	22.47	45.96	601.71	
ETP INTA	99.1	123	116.2	138.3	123.4	104.1	103.9	65	40.5	36.4	47.3	71.3		1068.5	
PP (mm)	26.5	88.9	297.2	79.3	194.9	52.8	59.5	127.2	70.3	19.9	38.3	9.3	26.5	1064.1	
PP-ETP	-72.6	-34.1	181	-59	71.5	-51.3	-44.4	62.2	29.8	-16.5	-9	-62	-72.6		
ETR	26.5	88.9	116.2	138.3	123.4	104.1	103.9	65	40.5	36.4	47.3	71.3	26.5	961.8	
Déficit	72.6	34.1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	72.6	106.70	
Recarga	0	0	0	150	91	150	98.7	54.3	116.5	146.3	129.8	120.8	58.8	0	58.8
Excedentes (escorrentía)	0	0	181	91	162.5	98.7	54.3	116.5	146.3	129.8	120.8	58.8	0	1159.7	

VERIFICACIONES

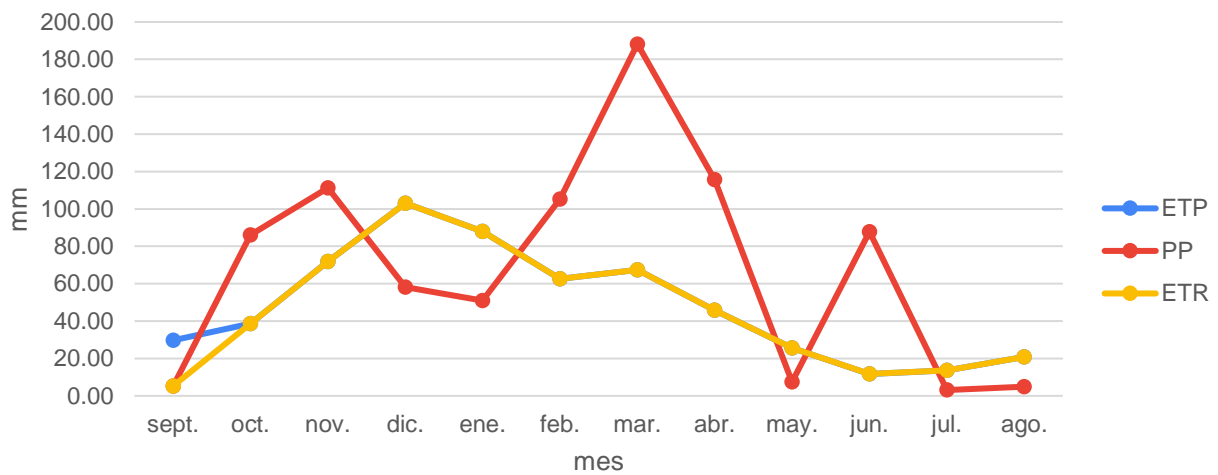
Verificación 1	$\Sigma PP = \Sigma ETR + EXCEDENTES + RECARGA$	Verifica
Verificación 2	$\Sigma ETP - \Sigma ETR = \Sigma DEFICITS$	Verifica



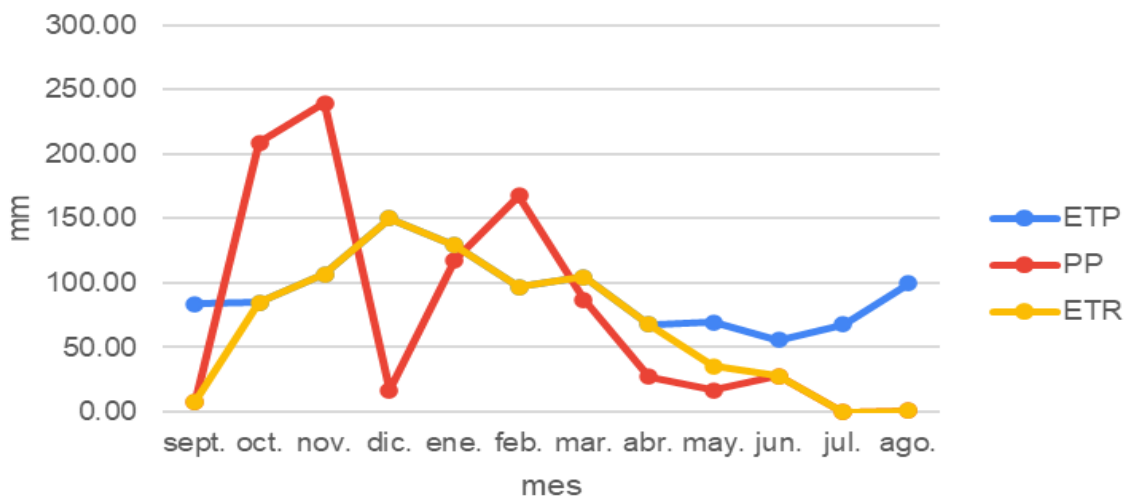
BH (1993-1994)



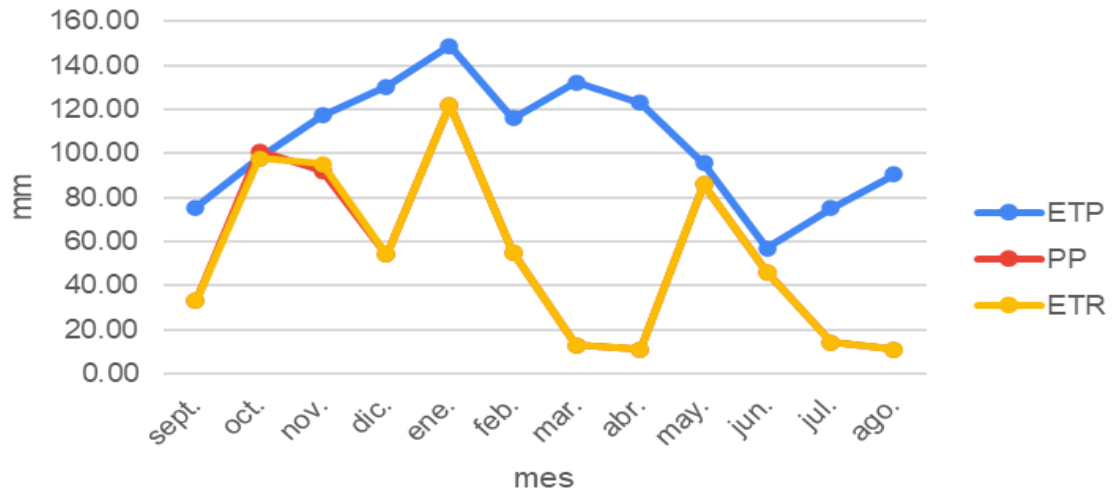
BH (1994-1995)



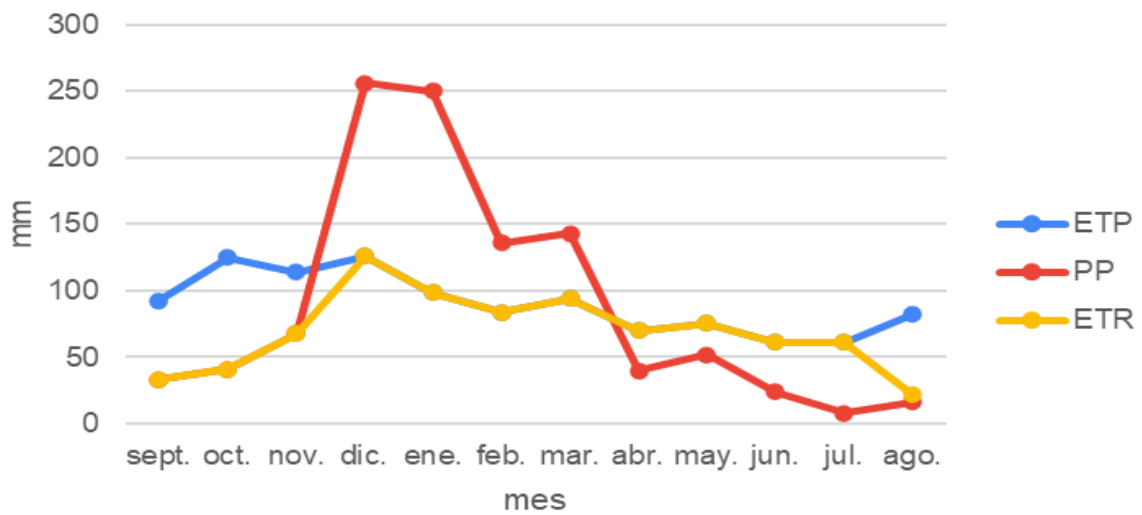
BH (1995-1996)



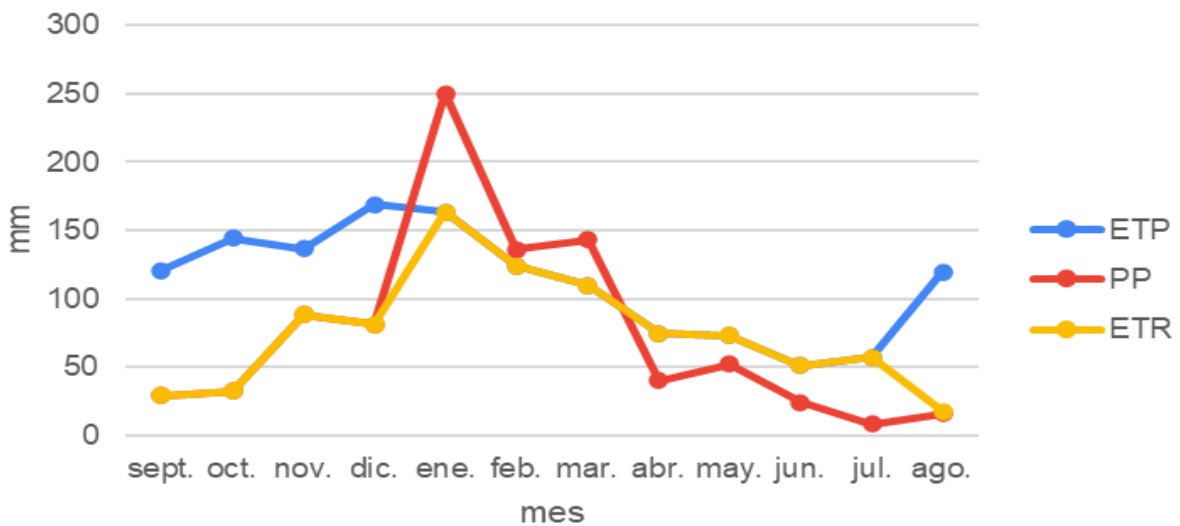
BH (1996-1997)

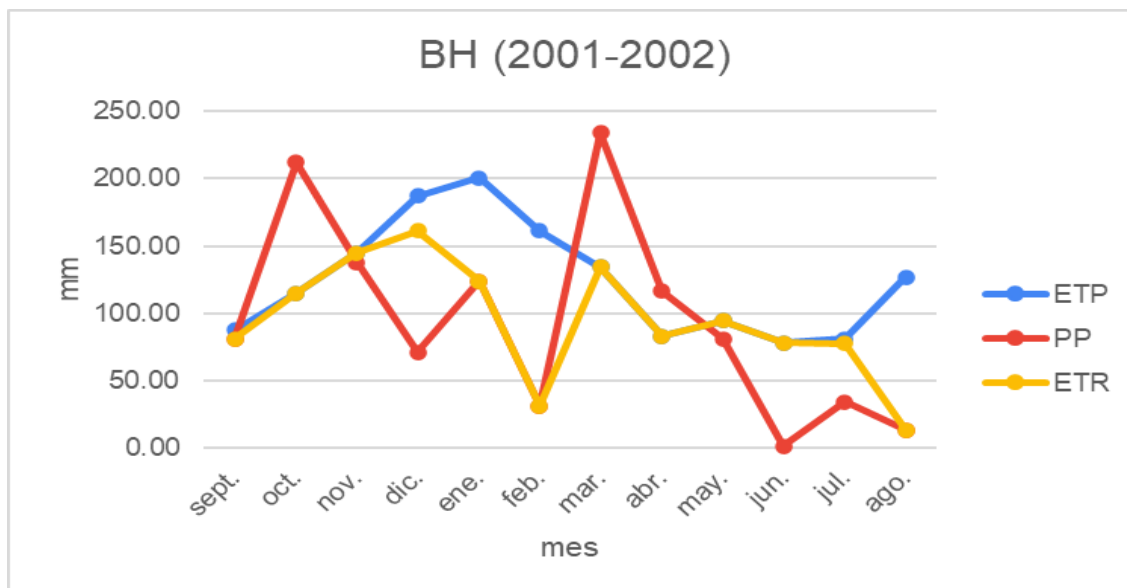
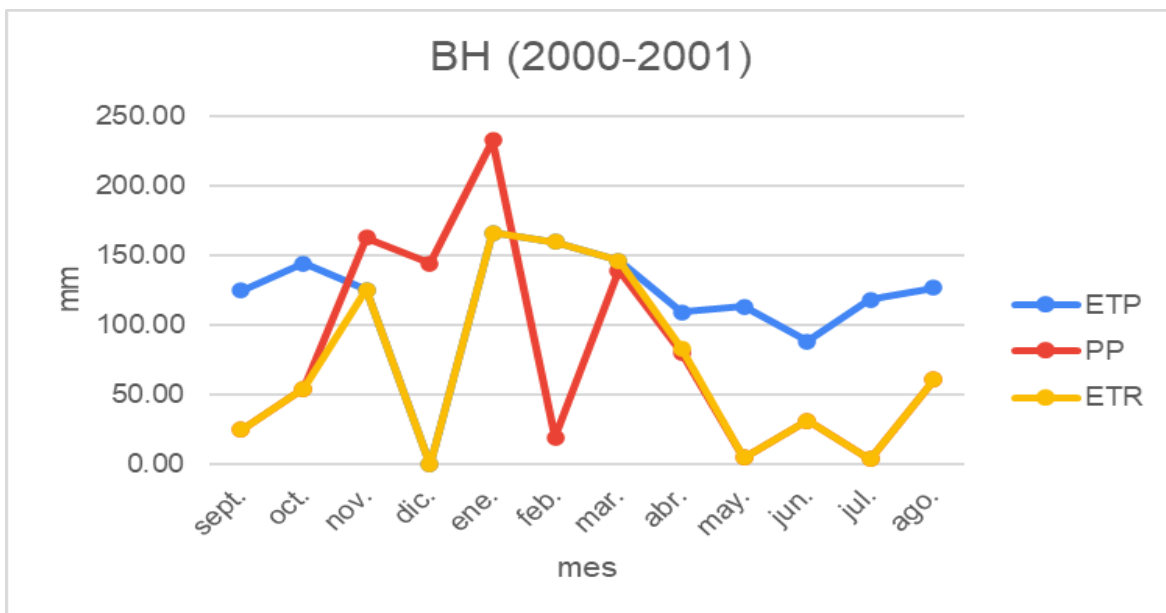
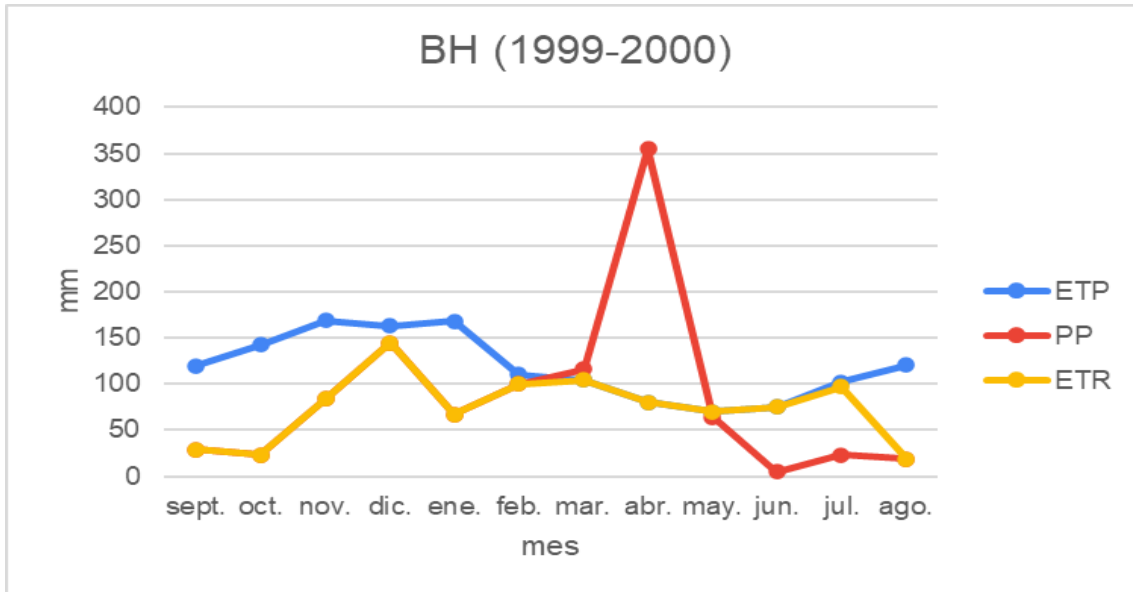


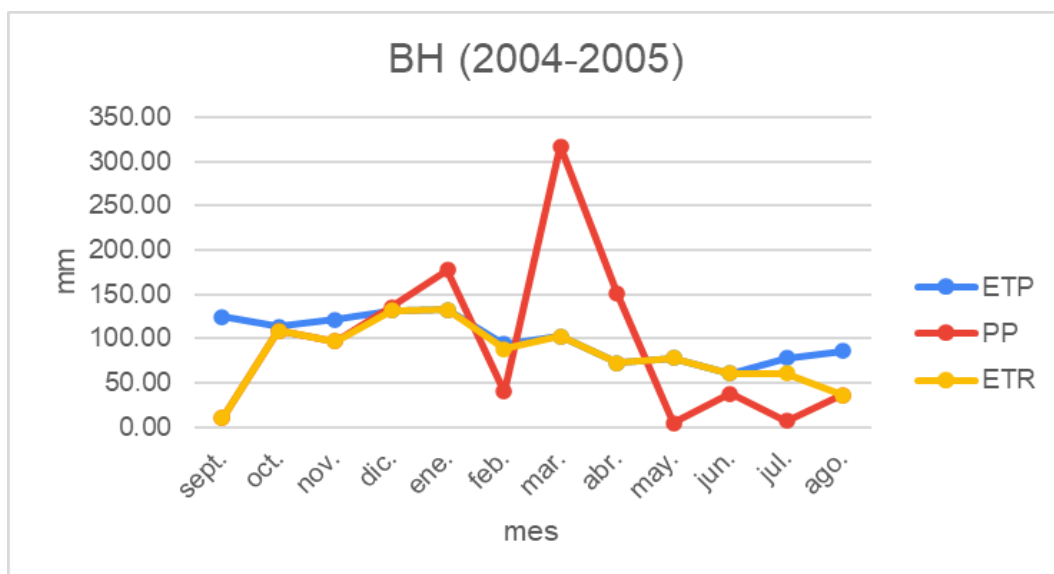
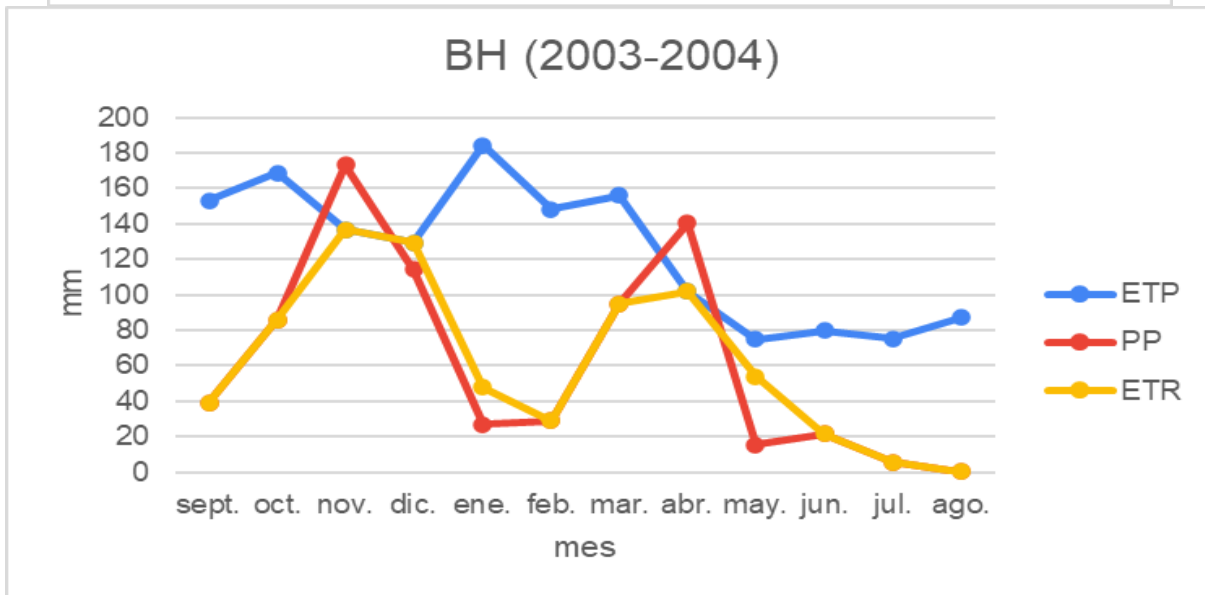
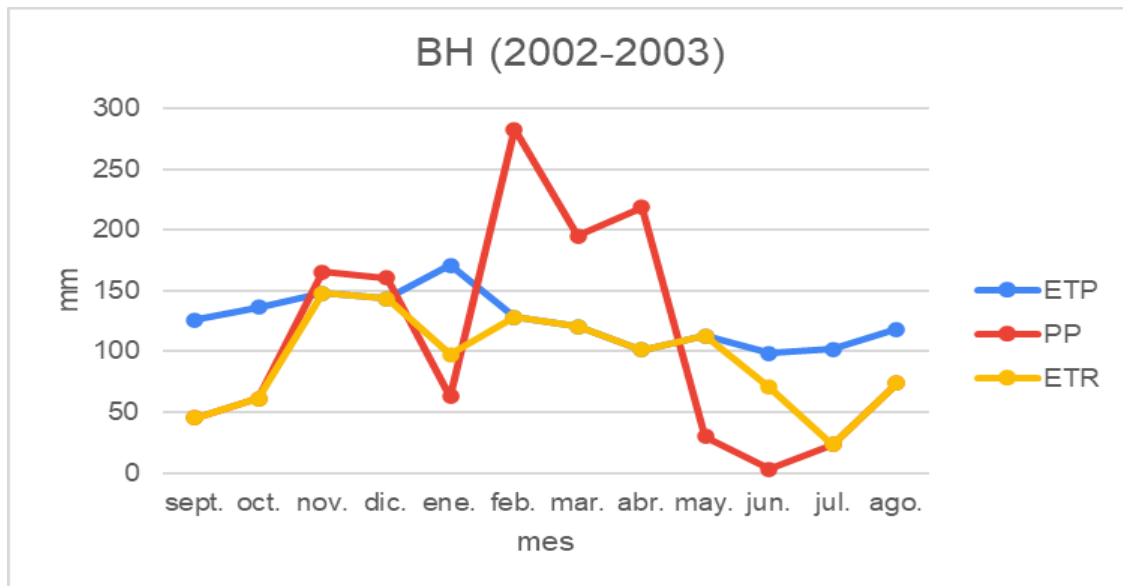
BH (1997-1998)

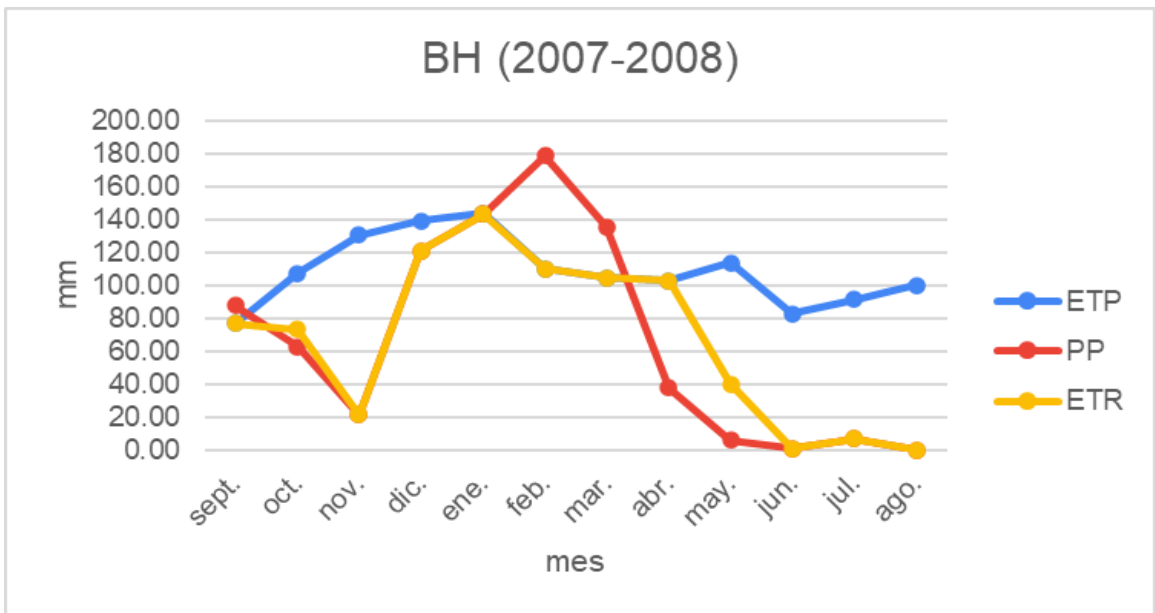
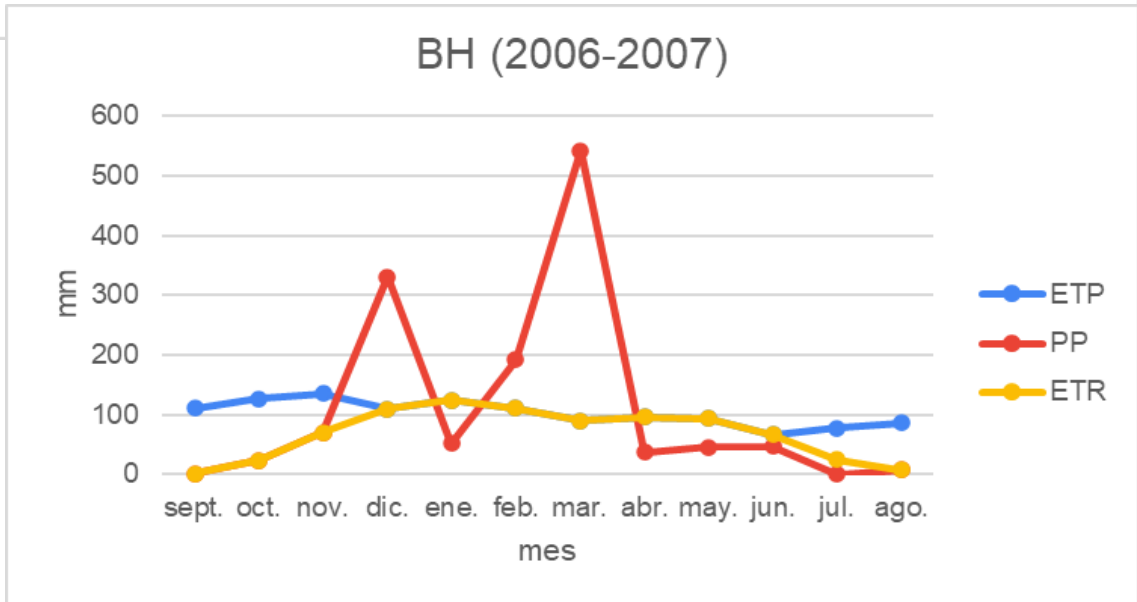
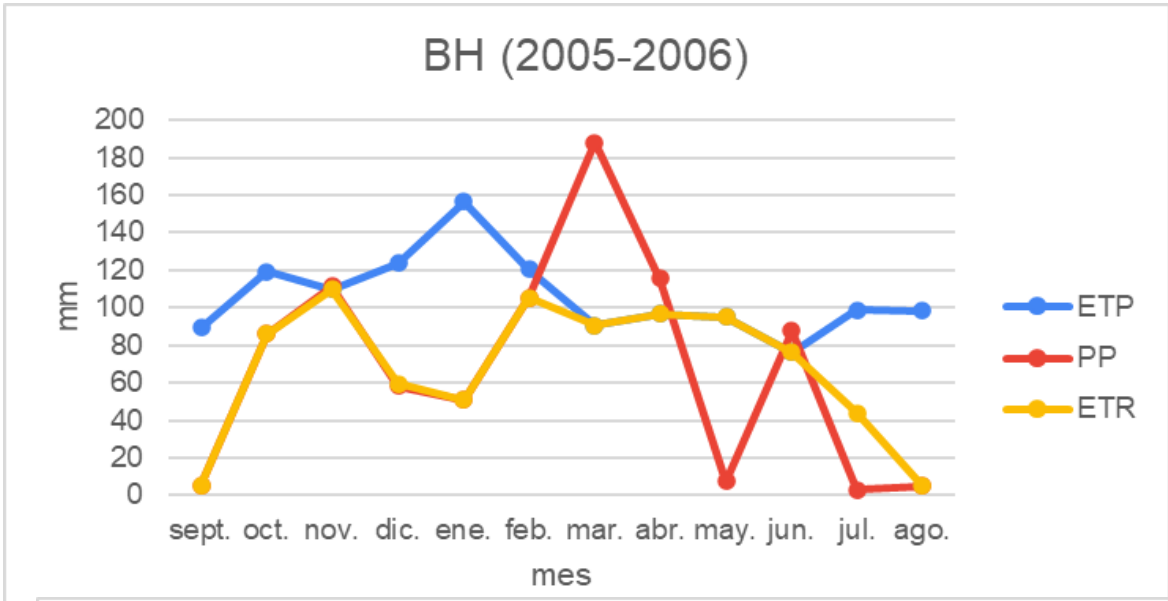


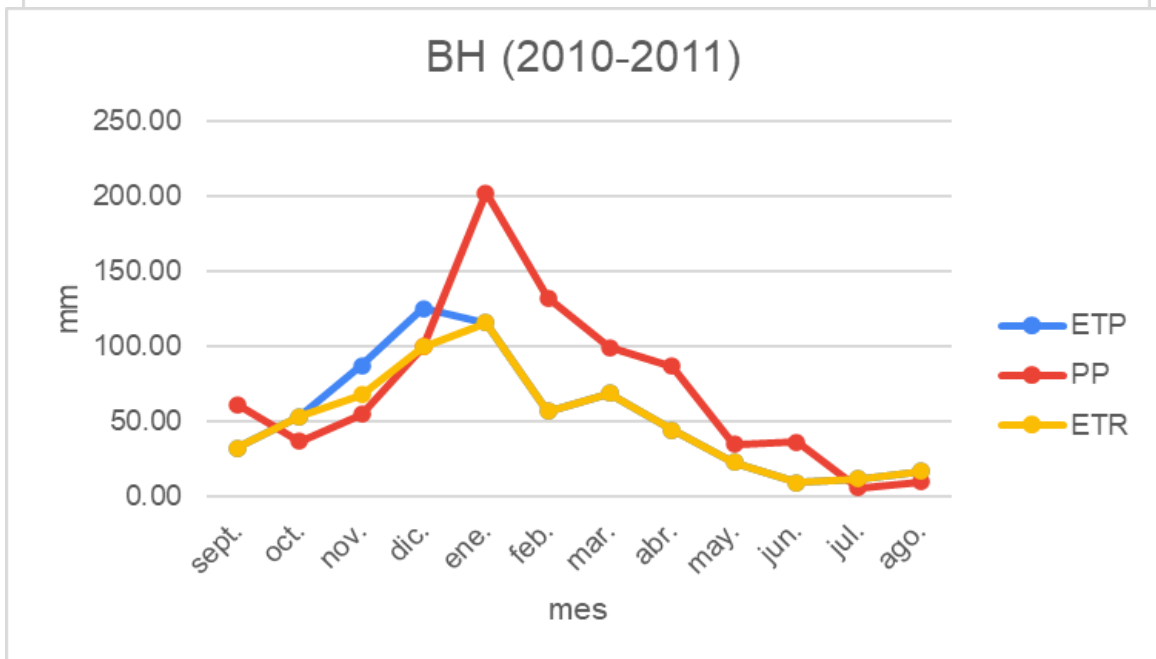
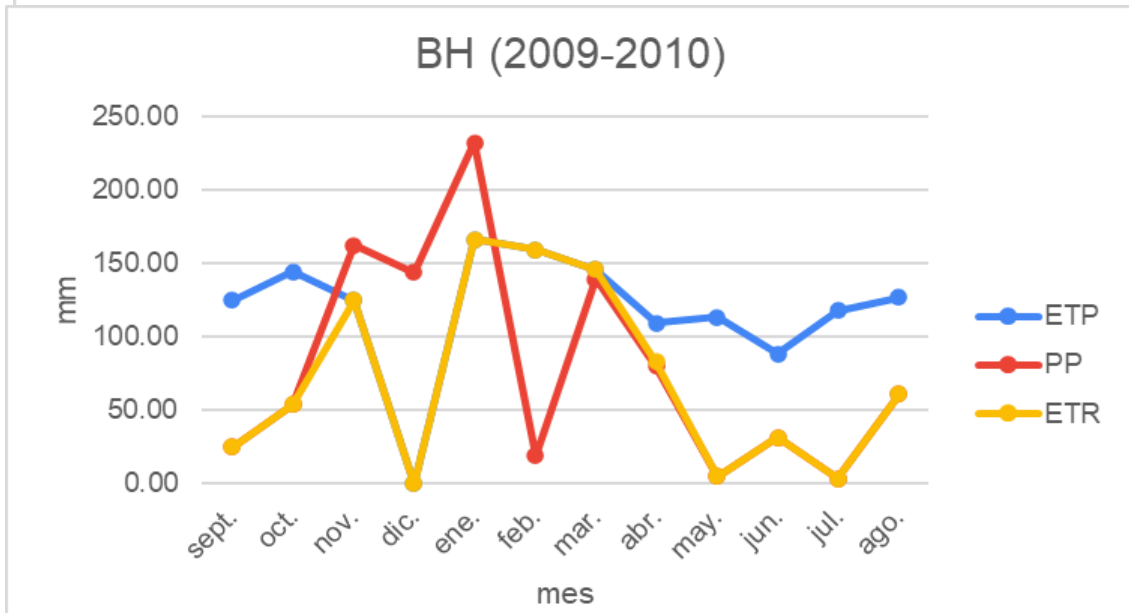
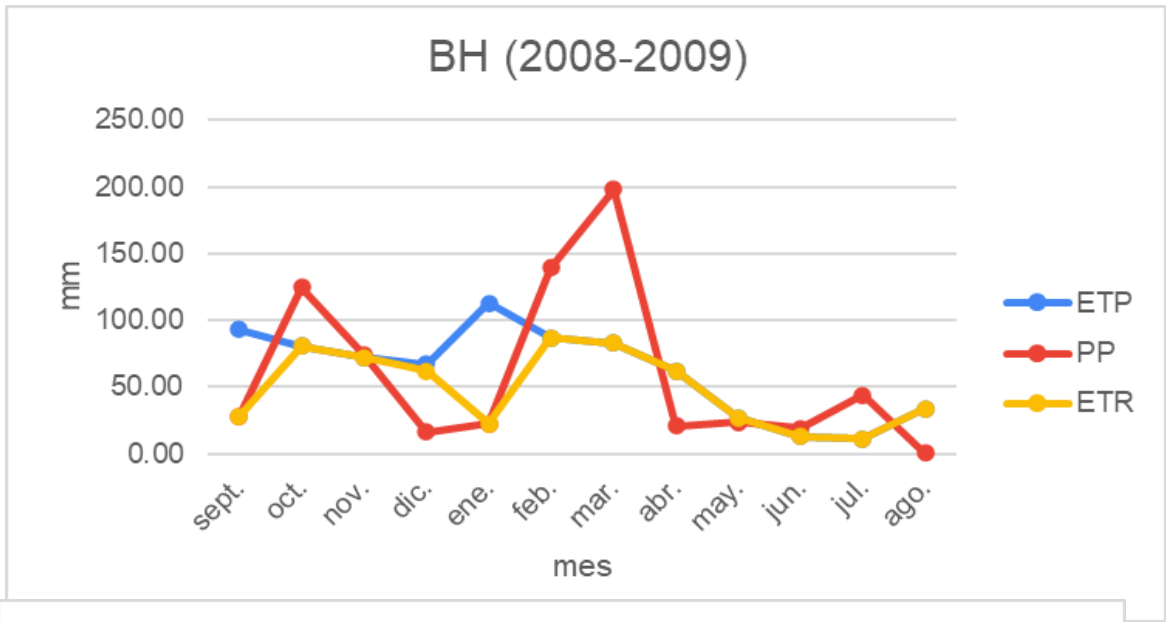
BH (1998-1999)



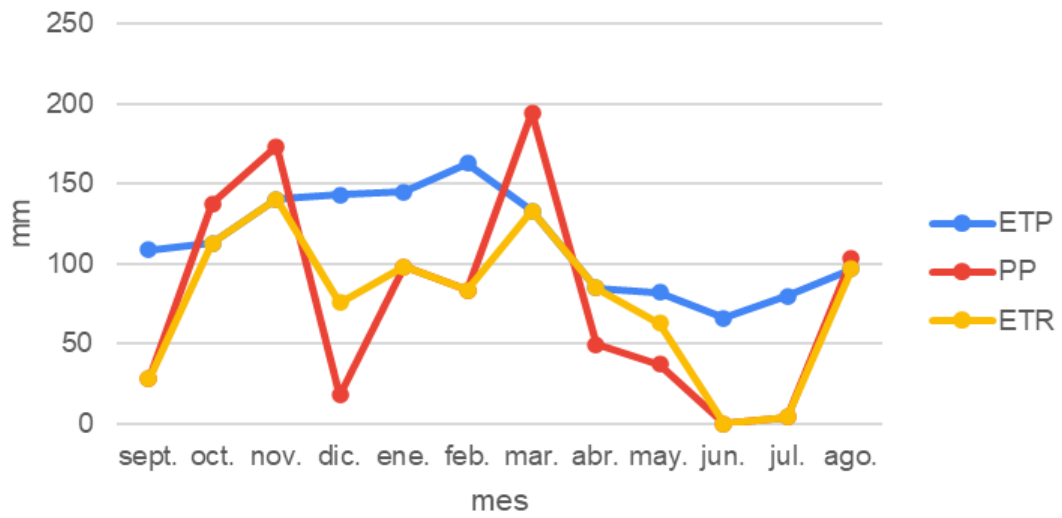




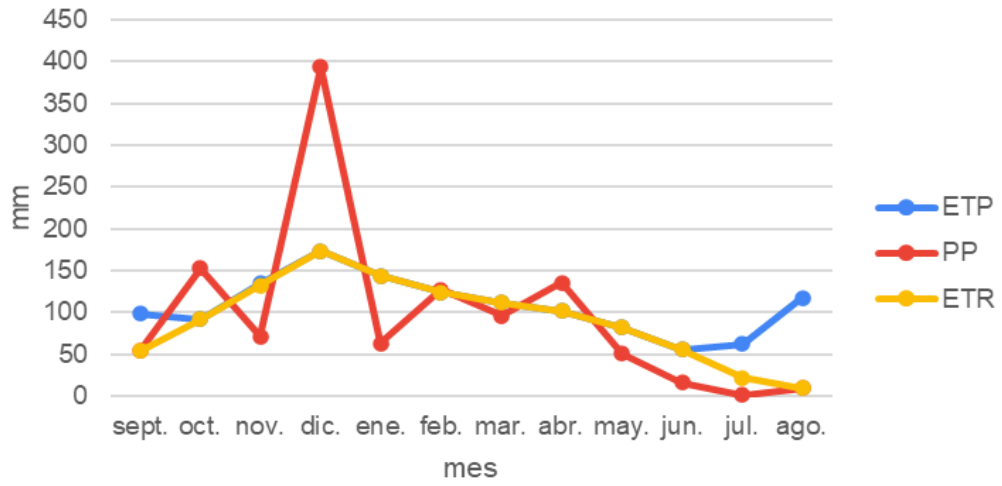




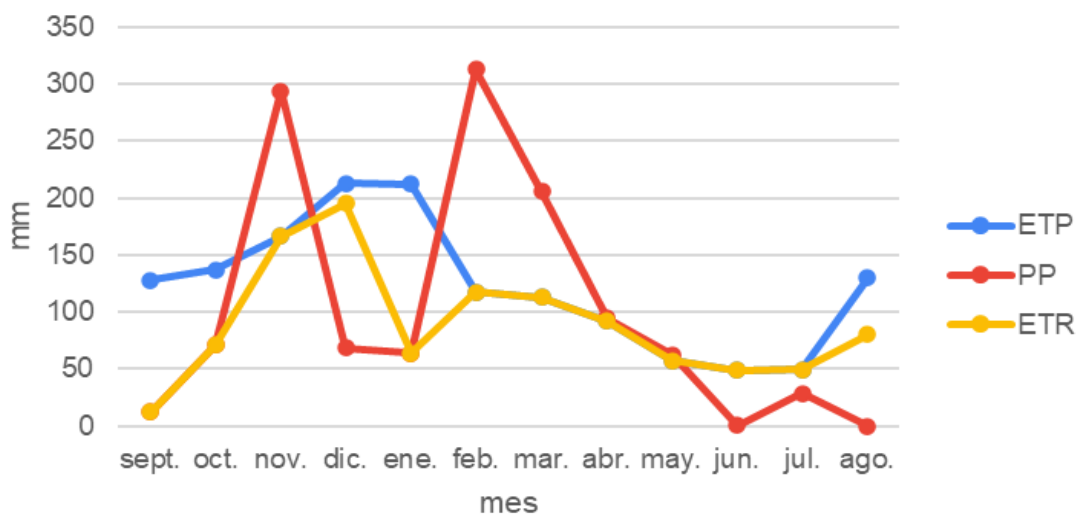
BH (2011-2012)

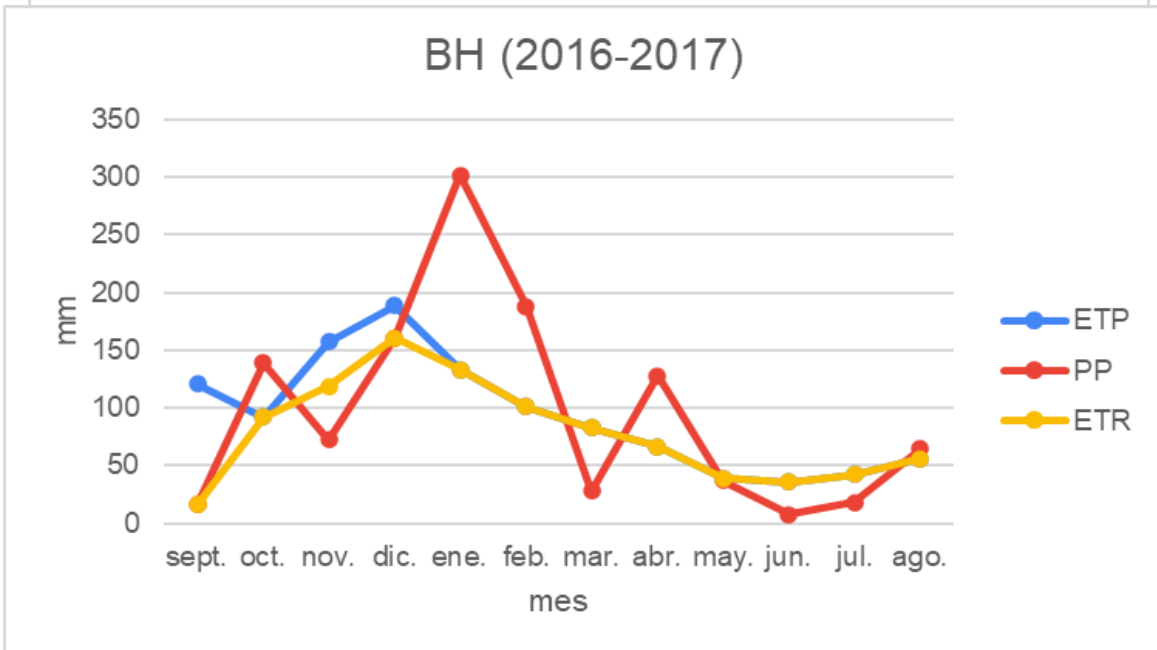
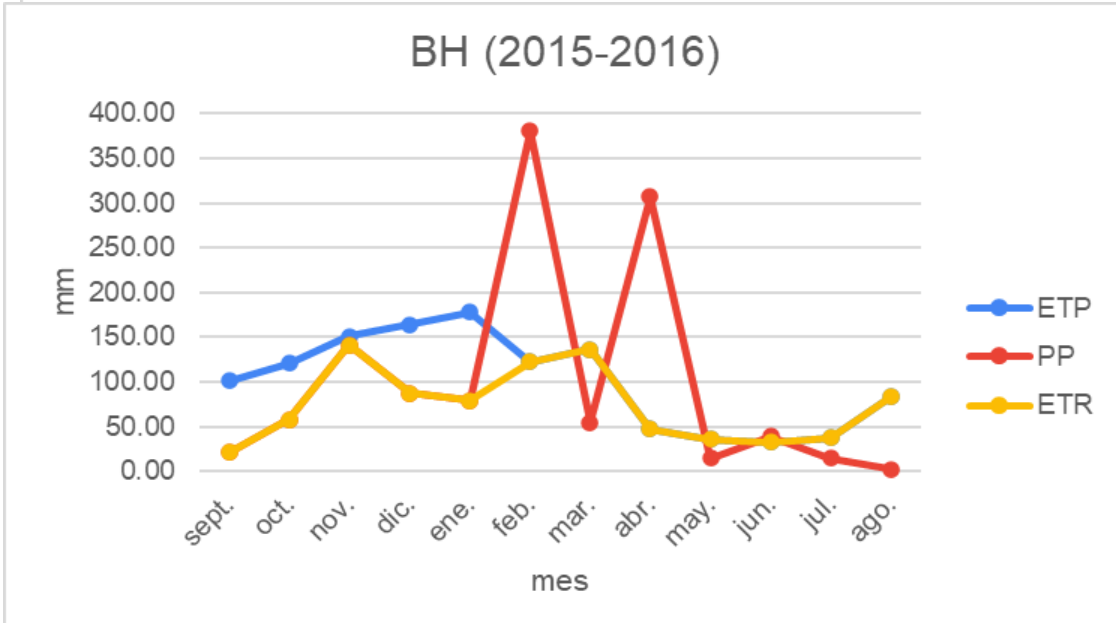
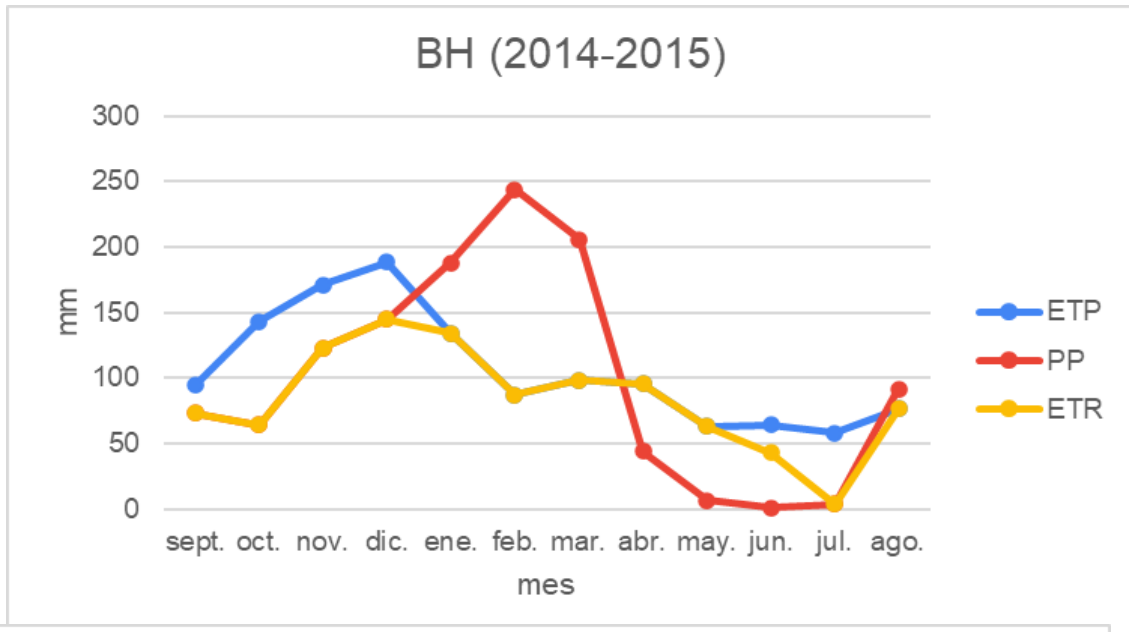


BH (2012-2013)

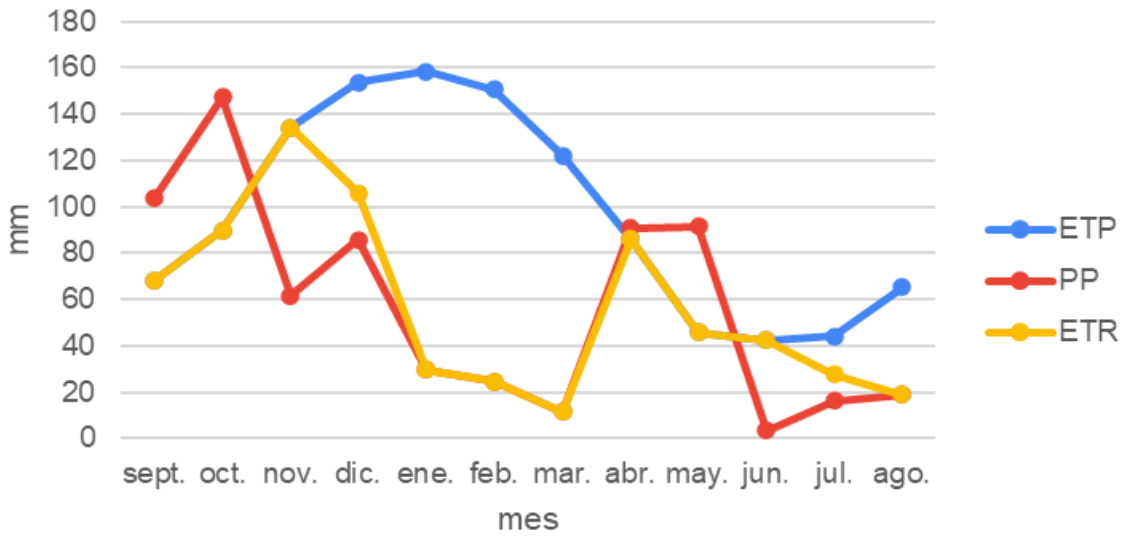


BH (2013-2014)

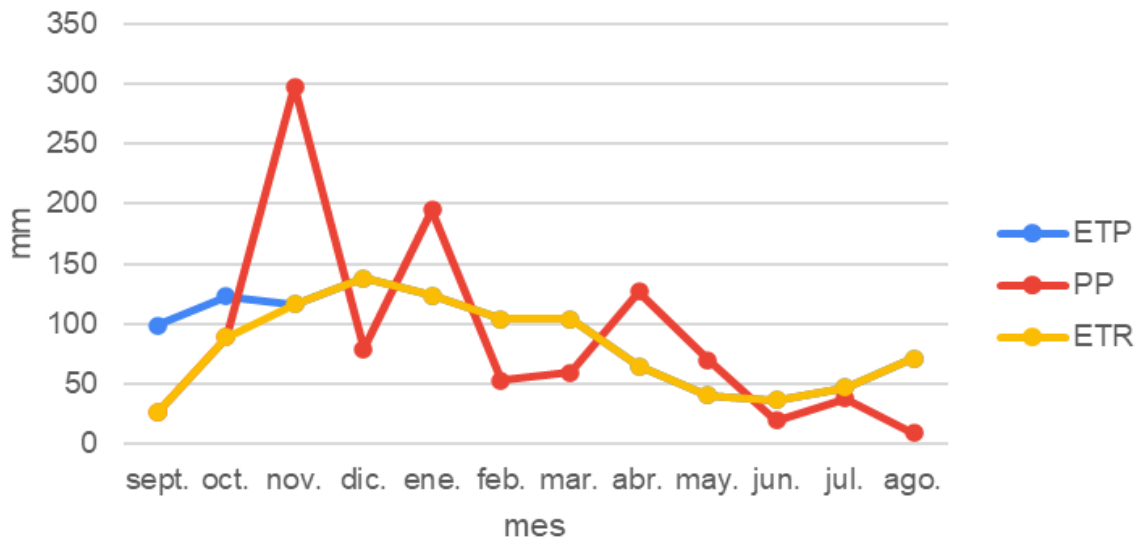




BH (2017-2018)



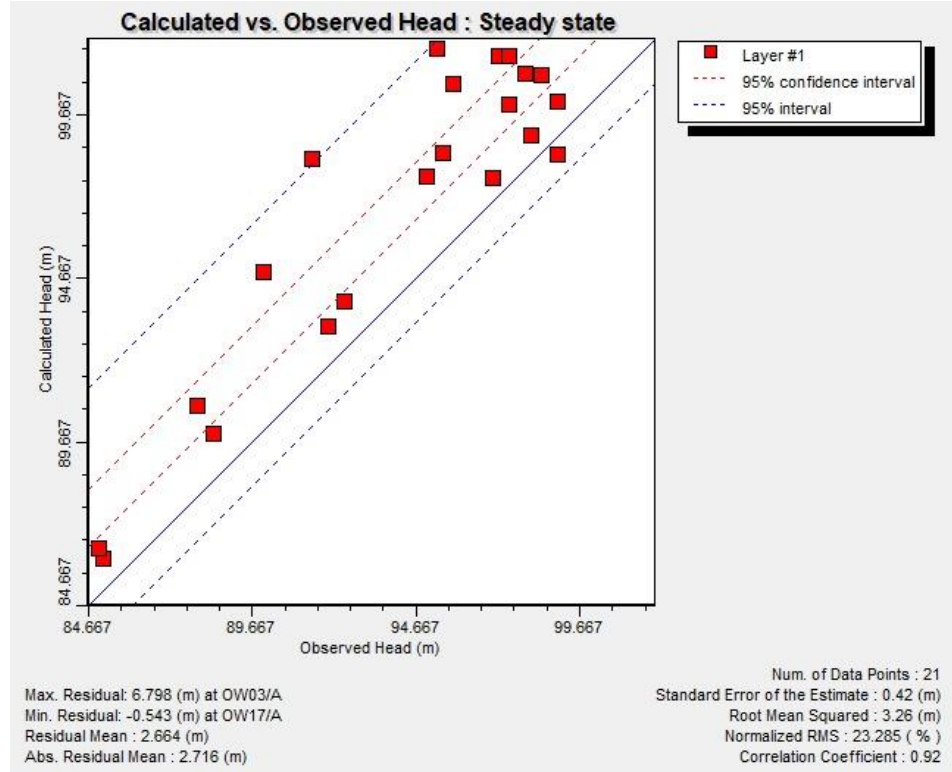
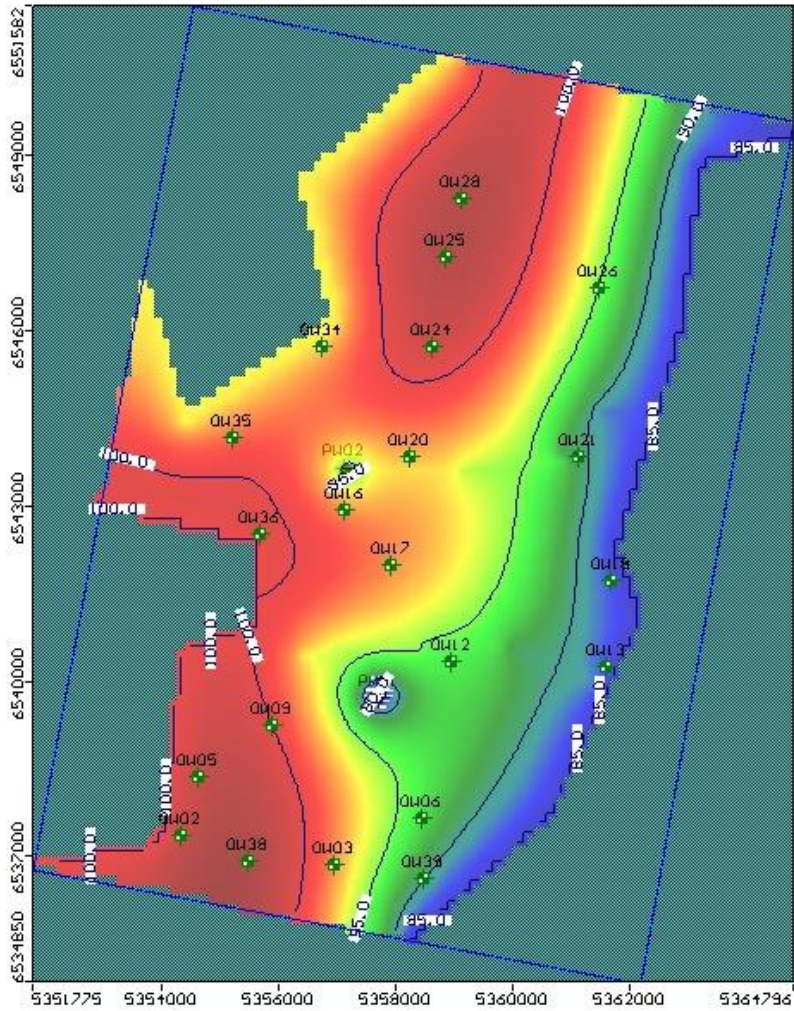
BH (2018-2019)



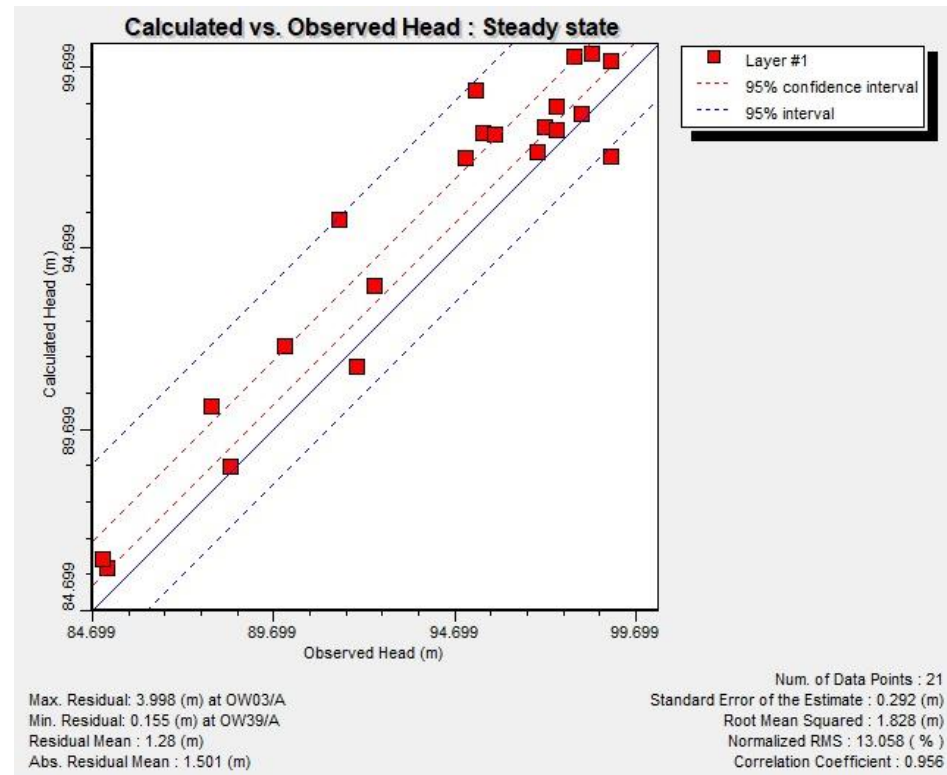
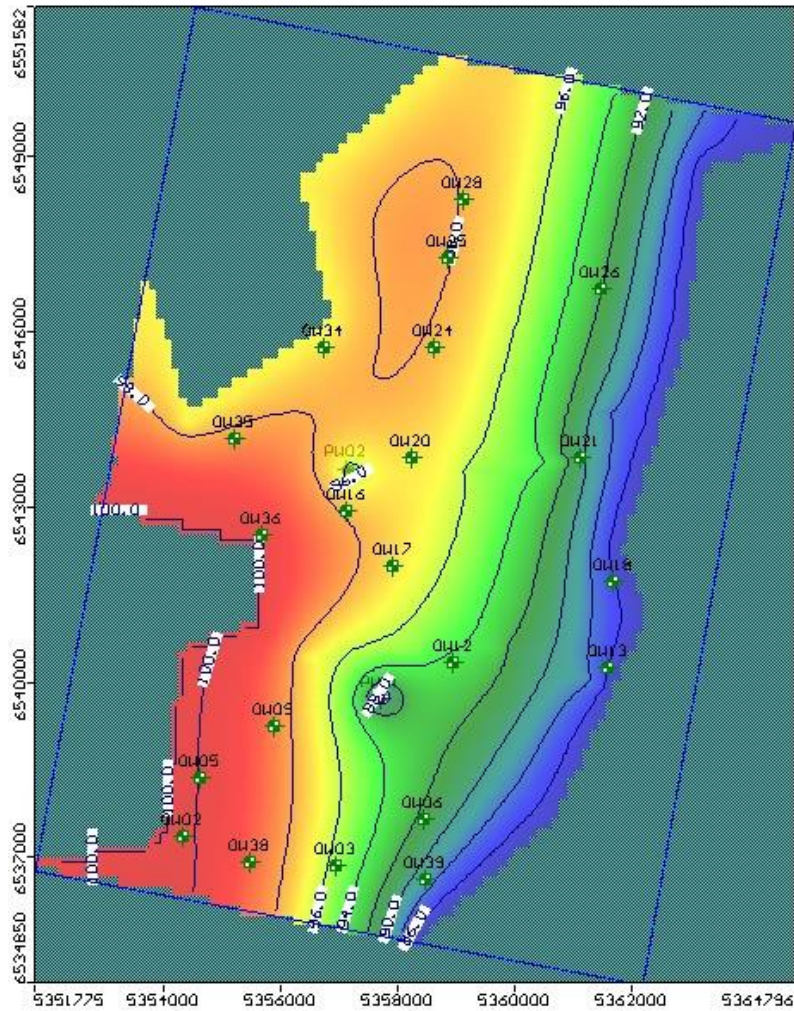
ANEXO III

Mapas de isolíneas del nivel freático y gráficos de dispersión
variando los valores de conductividad hidráulica K en VISUAL
MODFLOW.

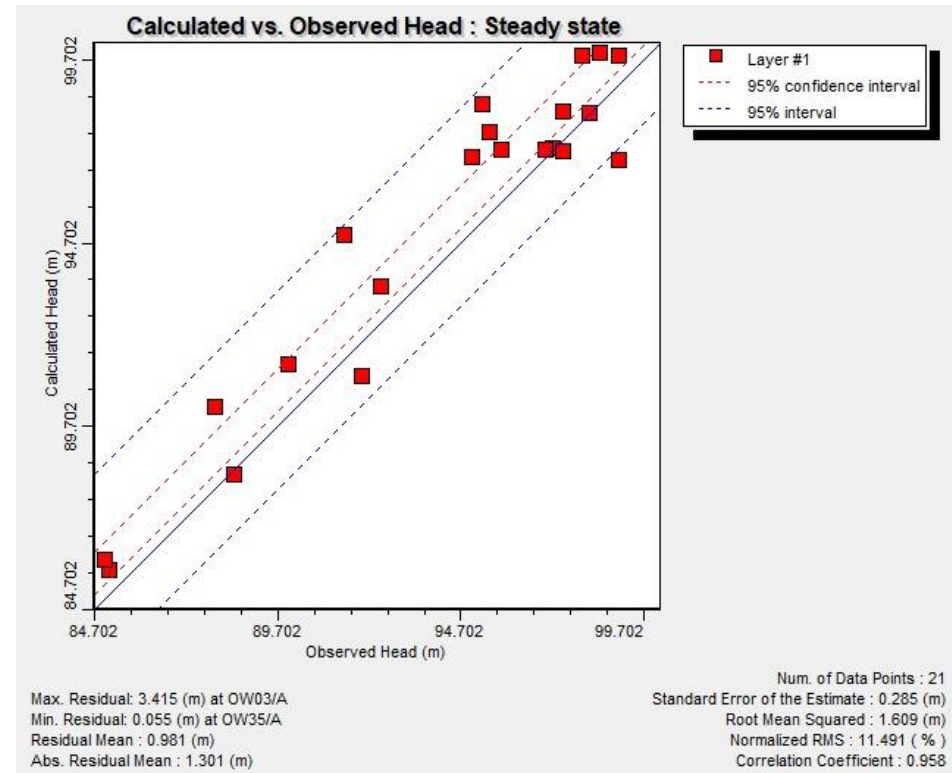
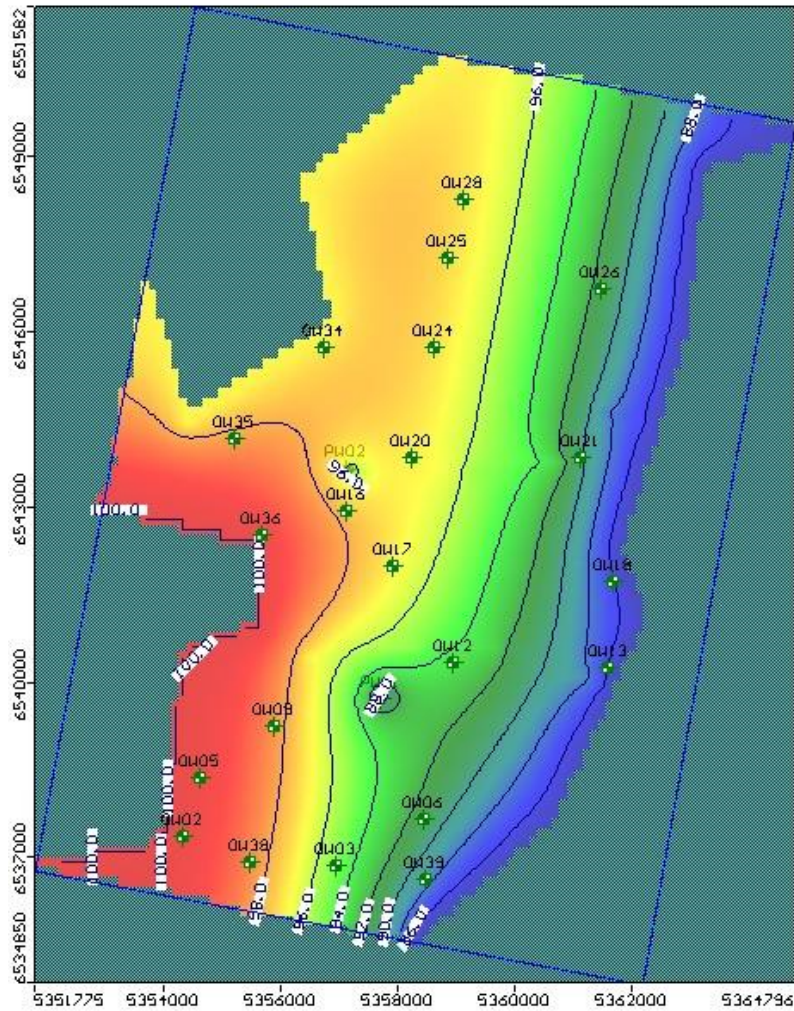
$K = 0,7 \text{ m/dia} - \text{Recarga} = 58,8 \text{ mm}$



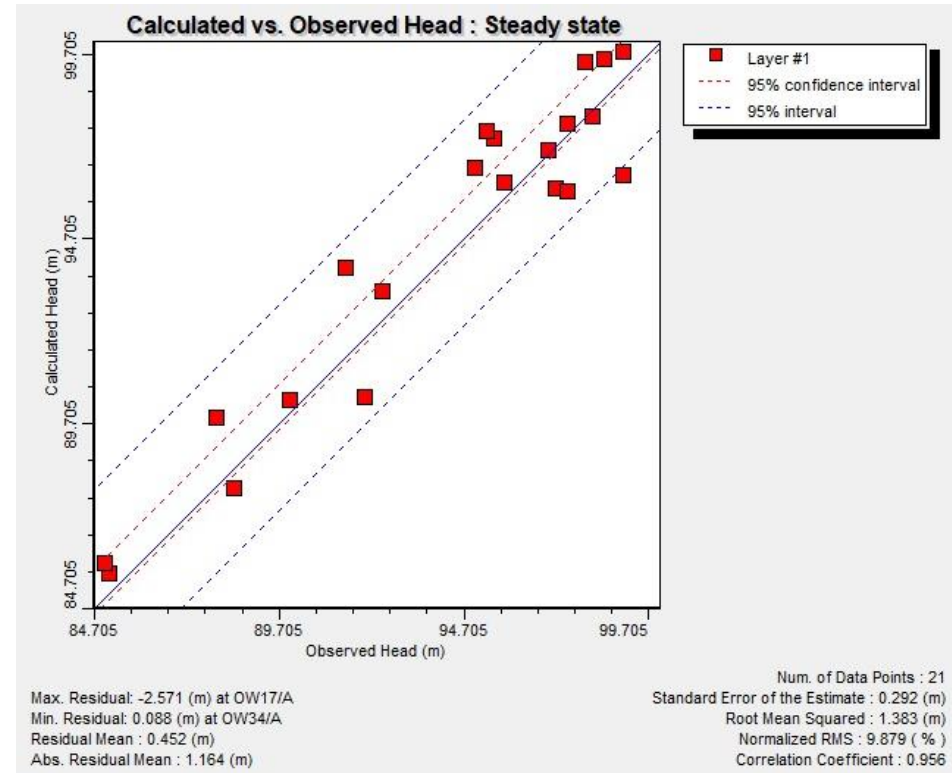
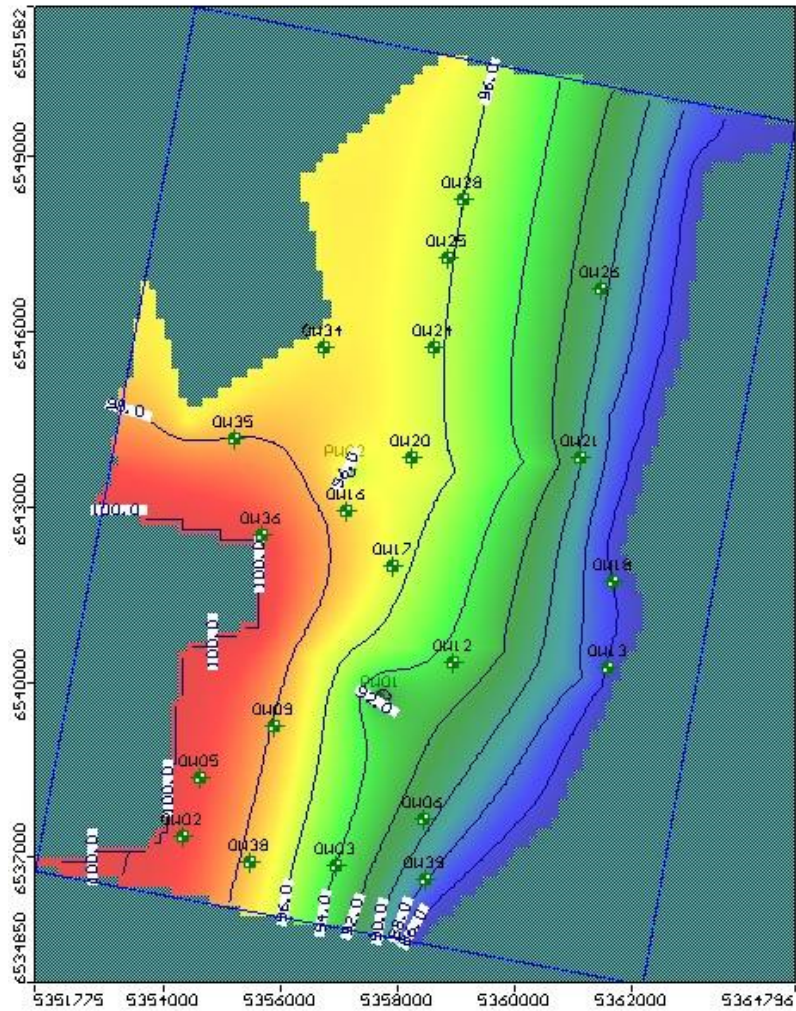
$K = 1,33 \text{ m/dia} - \text{Recarga} = 58,8 \text{ mm}$



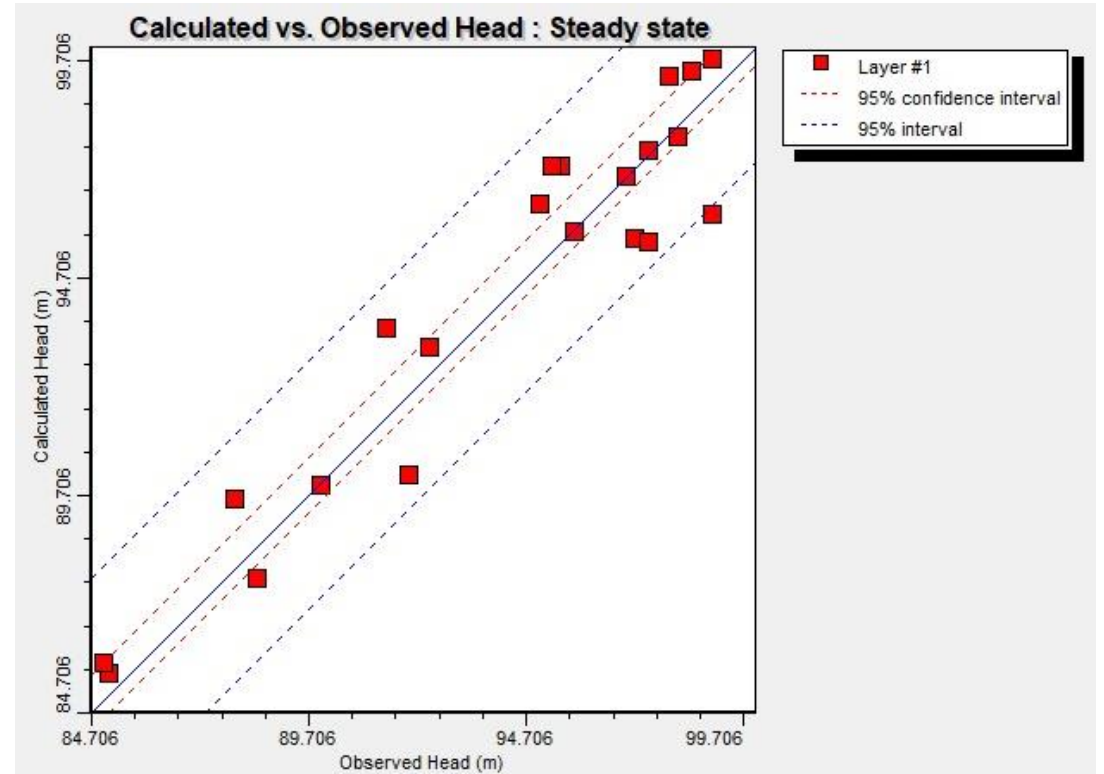
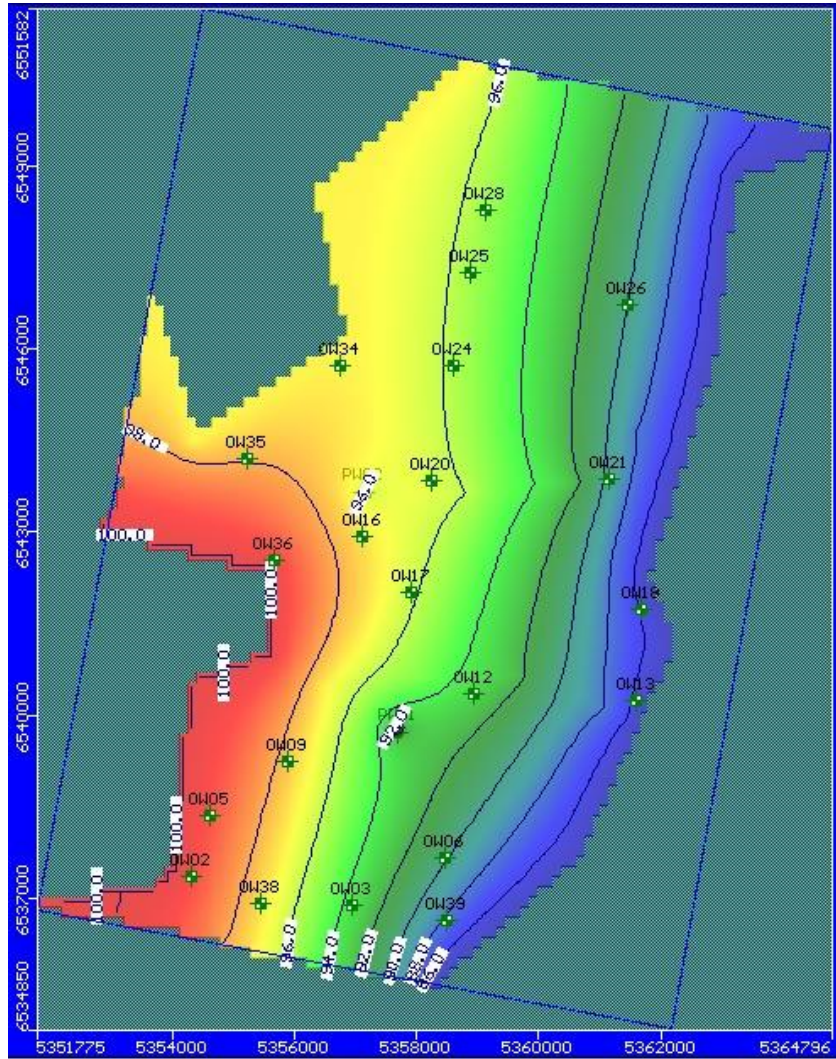
$K = 1,63 \text{ m/dia} - \text{Recarga} = 58,8 \text{ mm}$



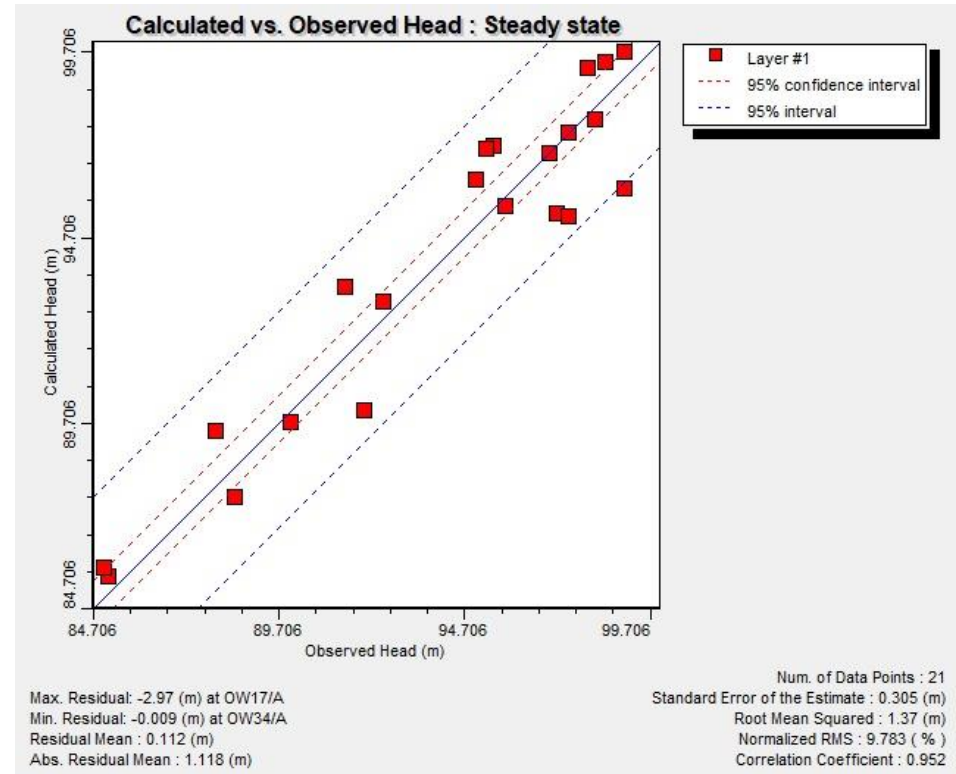
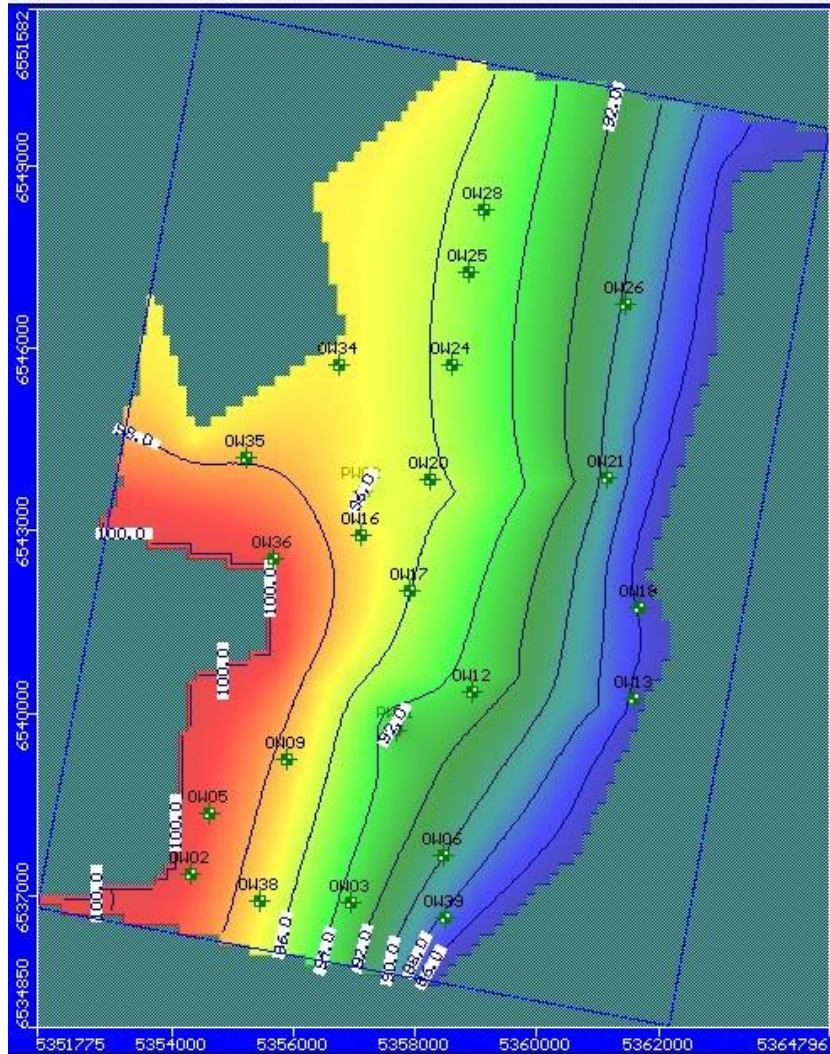
$K = 2,59 \text{ m/dia} - \text{Recarga} = 58,8 \text{ mm}$



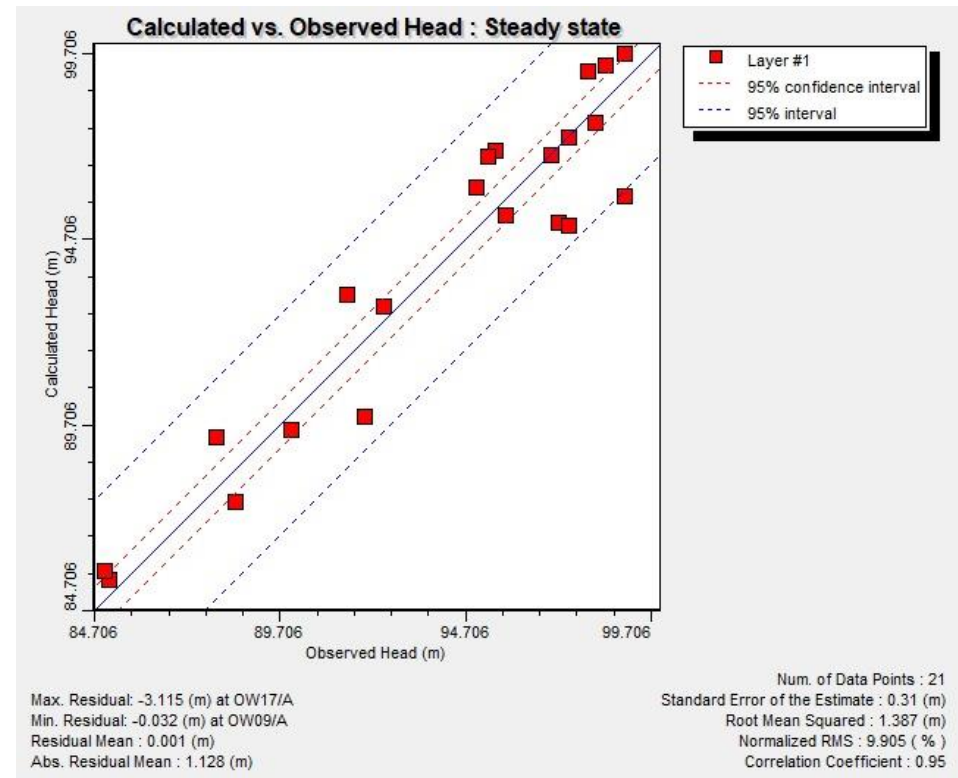
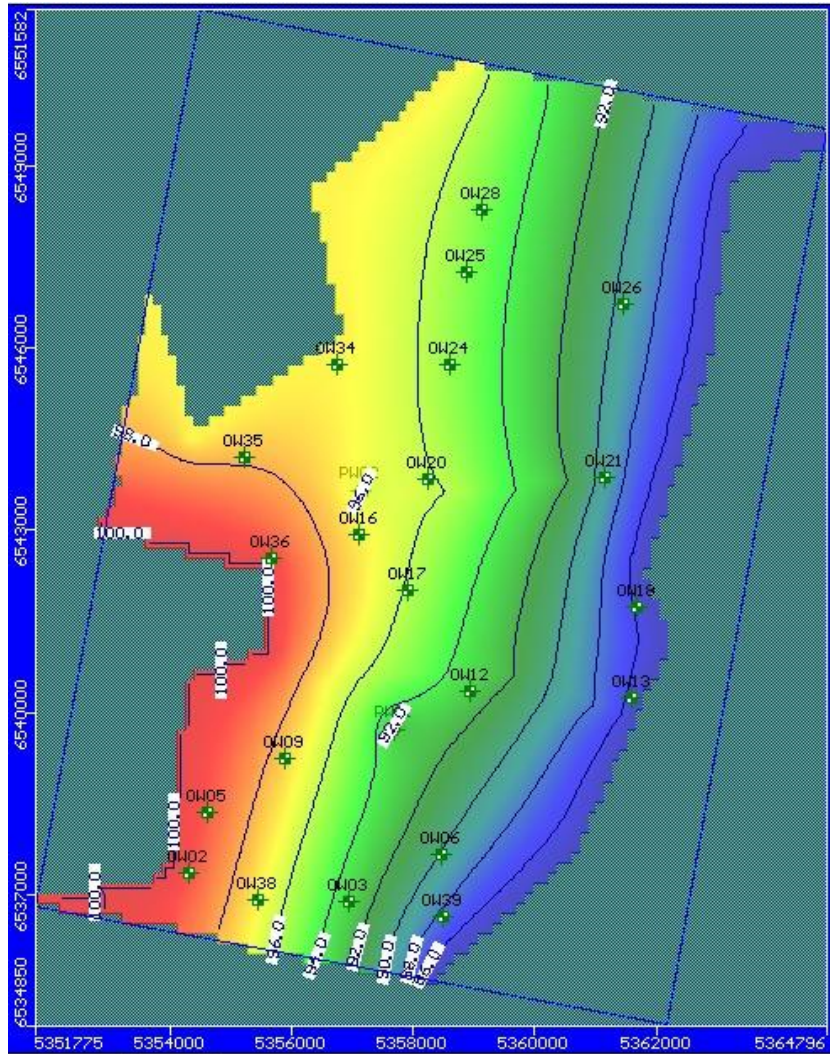
$K = 3,32 \text{ m/día}$ – Recarga = 58,8 mm



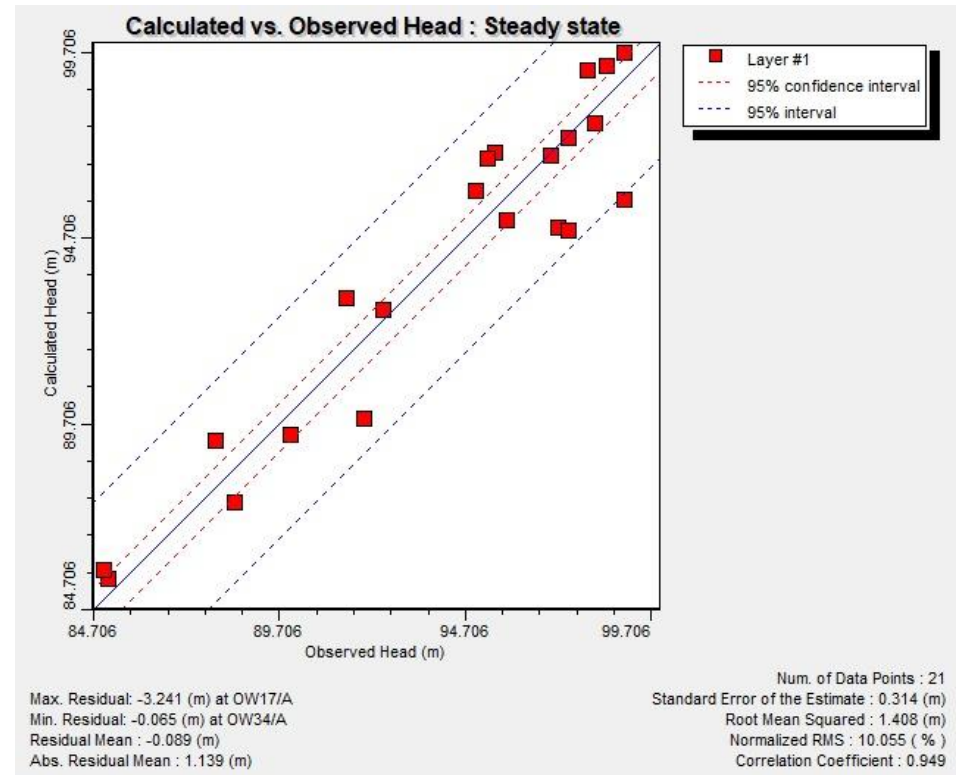
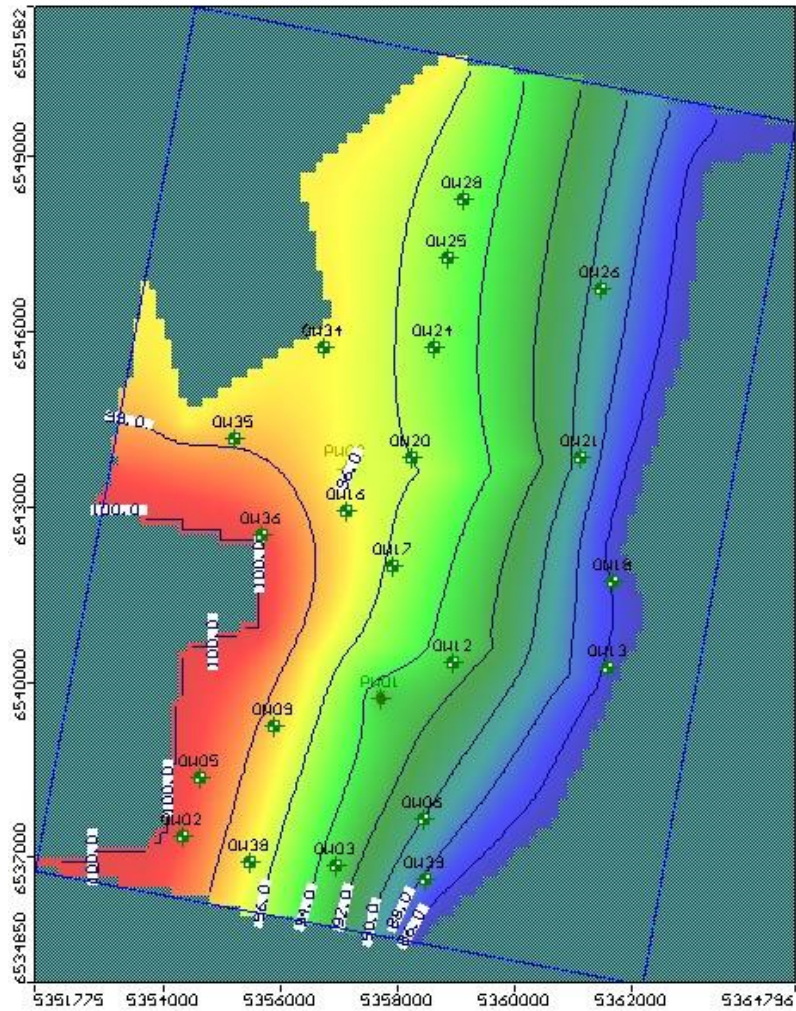
$K = 3,85 \text{ m/día}$ – Recarga = 58,8 mm



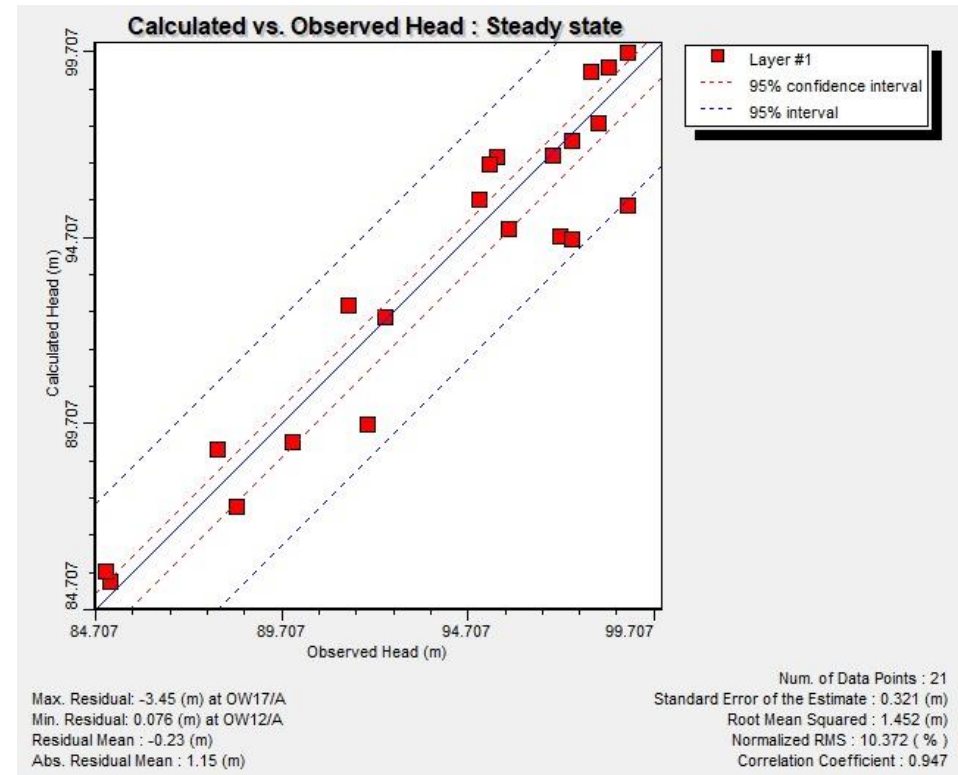
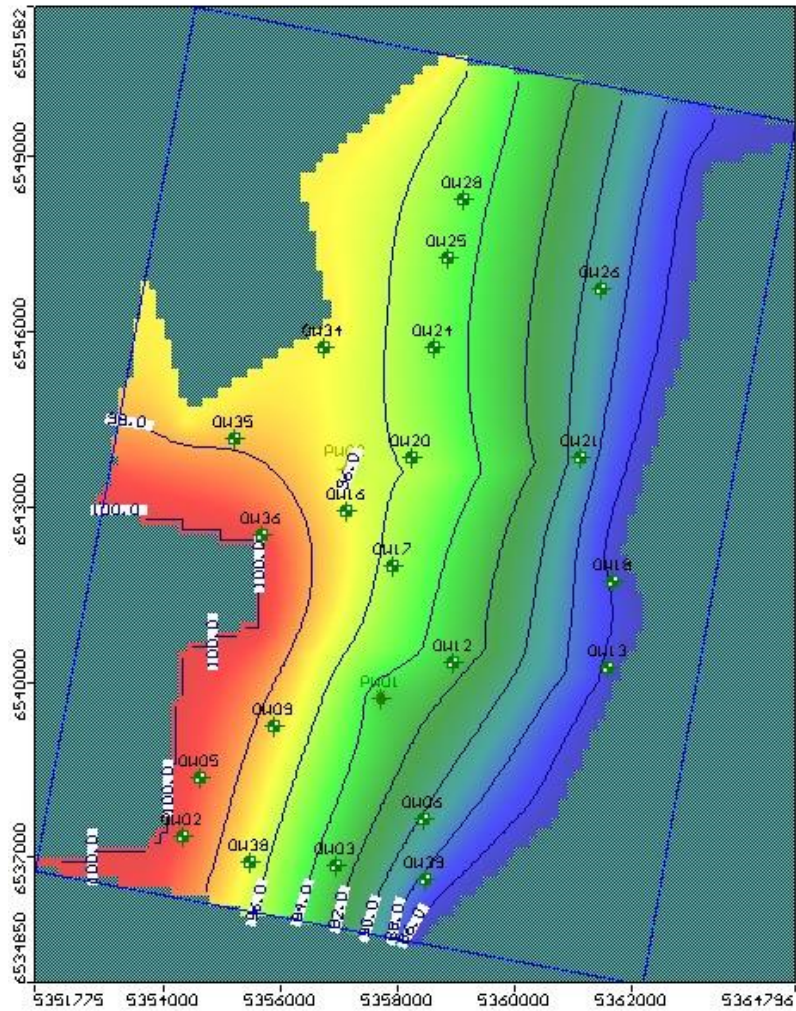
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 58,8 mm



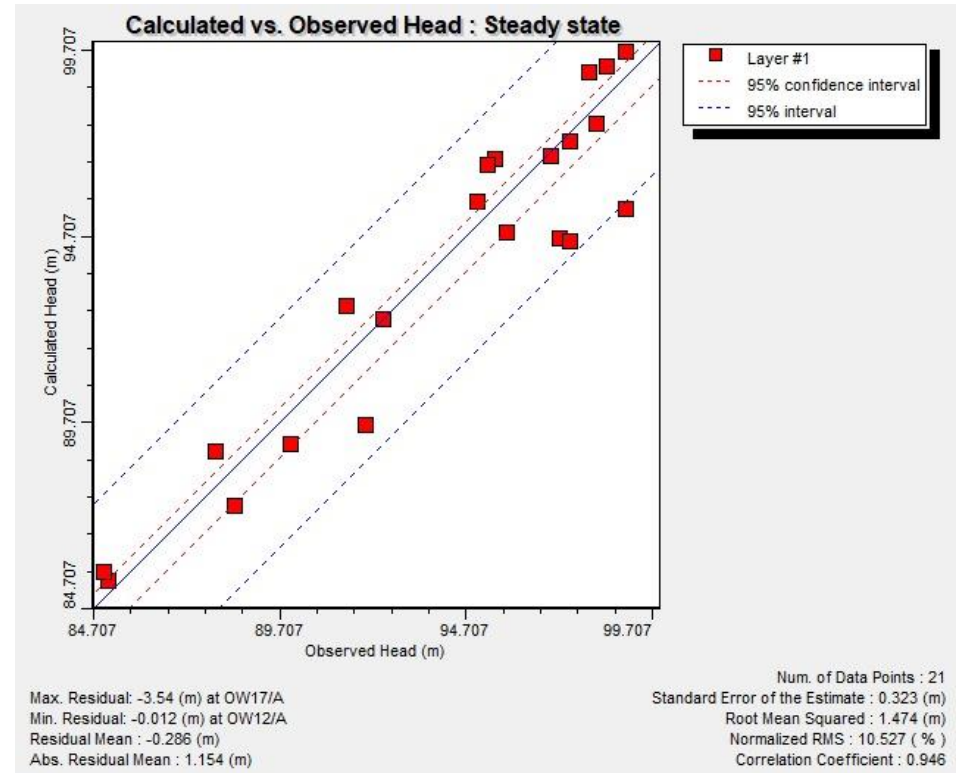
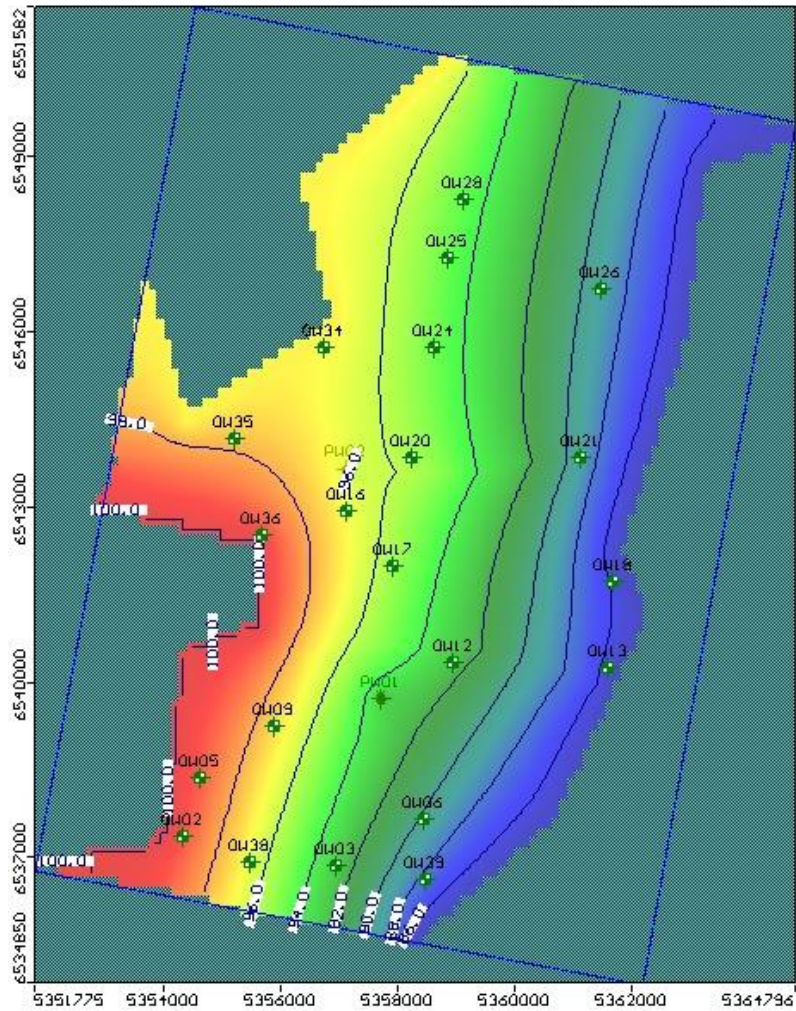
K = 5,11 m/día – Recarga = 58,8 mm



K = 6,37 m/día – Recarga = 58,8 mm



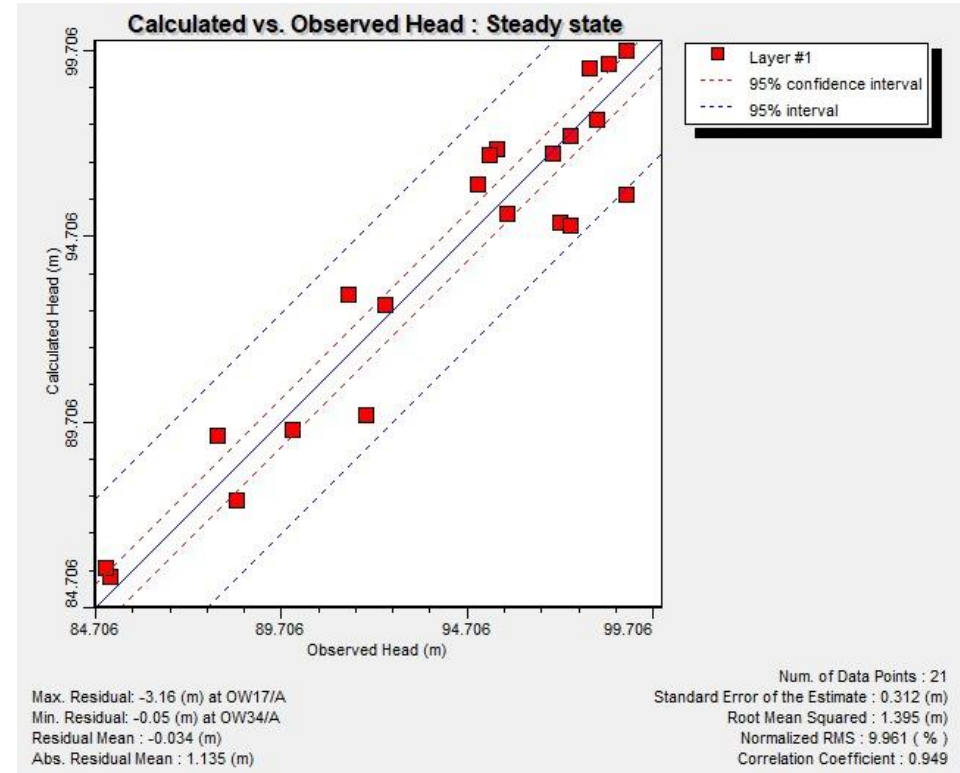
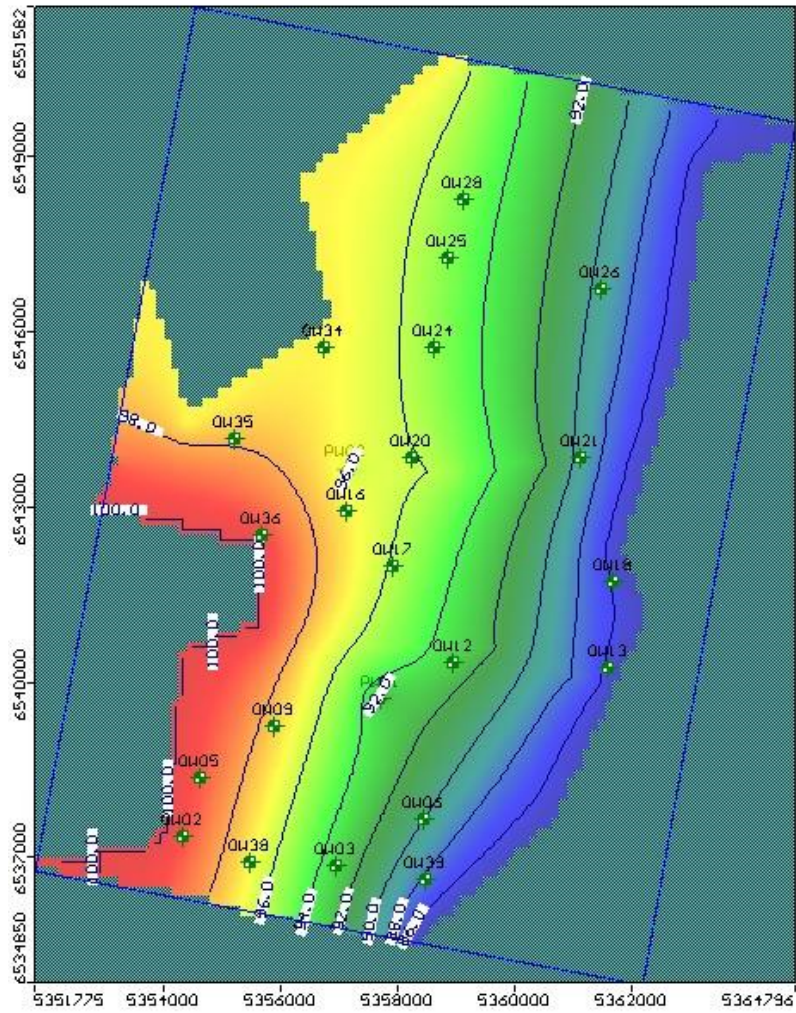
$K = 7 \text{ m/día}$ – Recarga = 58,8 mm



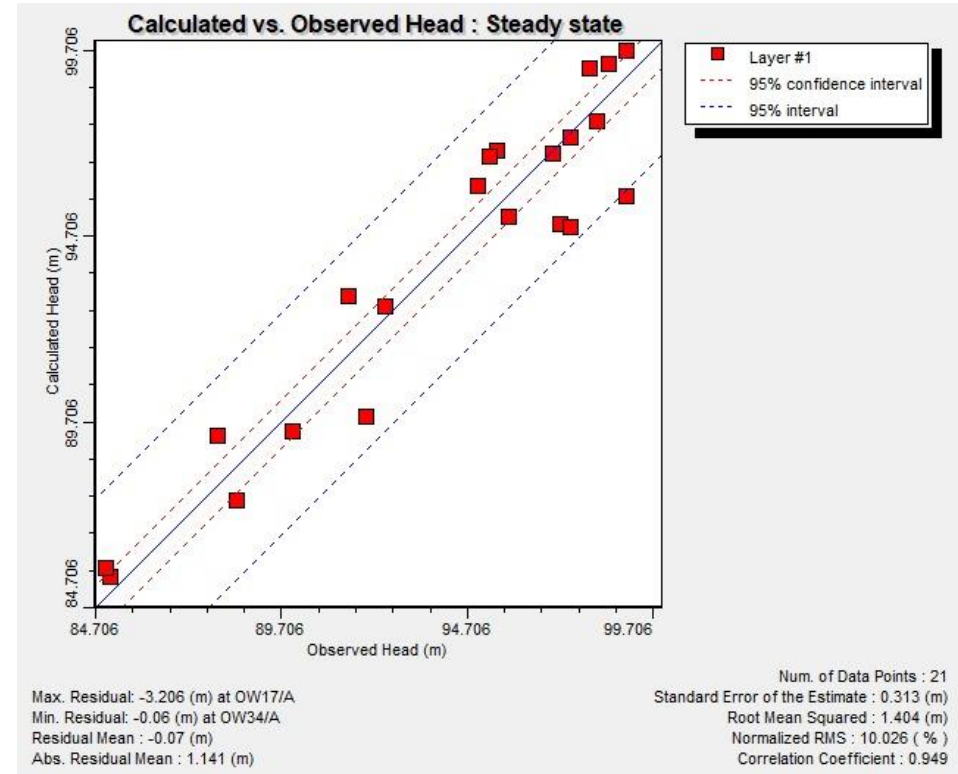
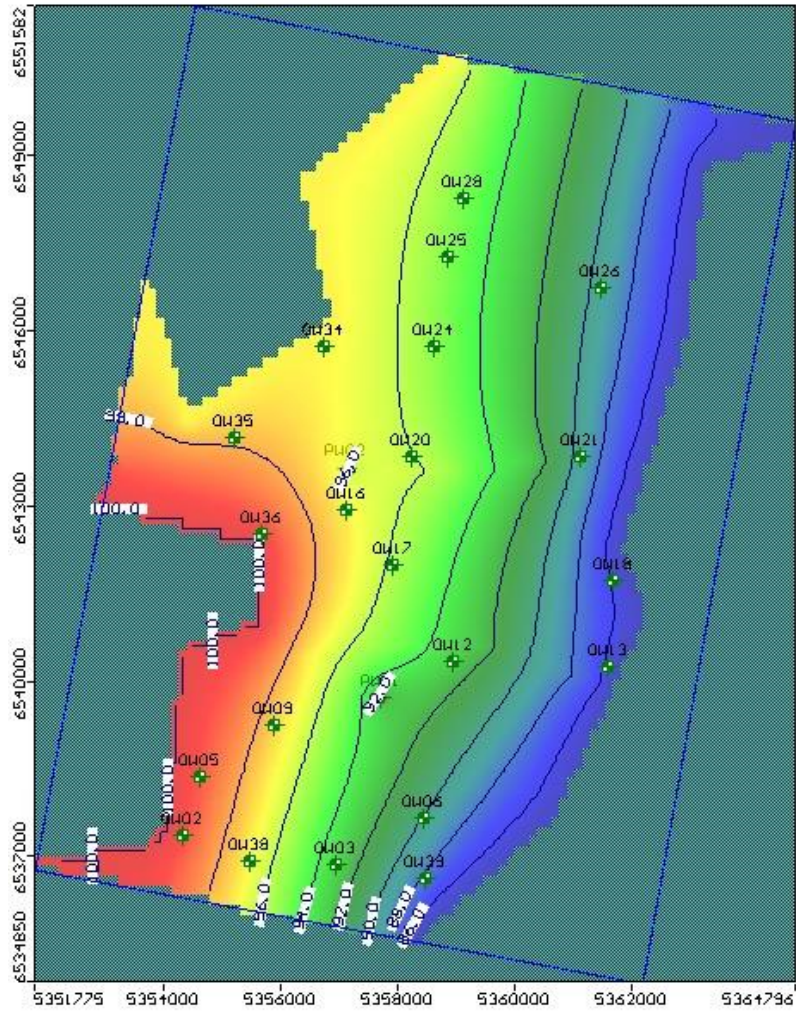
ANEXO IV

Mapas de isolíneas del nivel freático y gráficos de dispersión
variando los valores de recarga RCH en VISUAL MODFLOW.

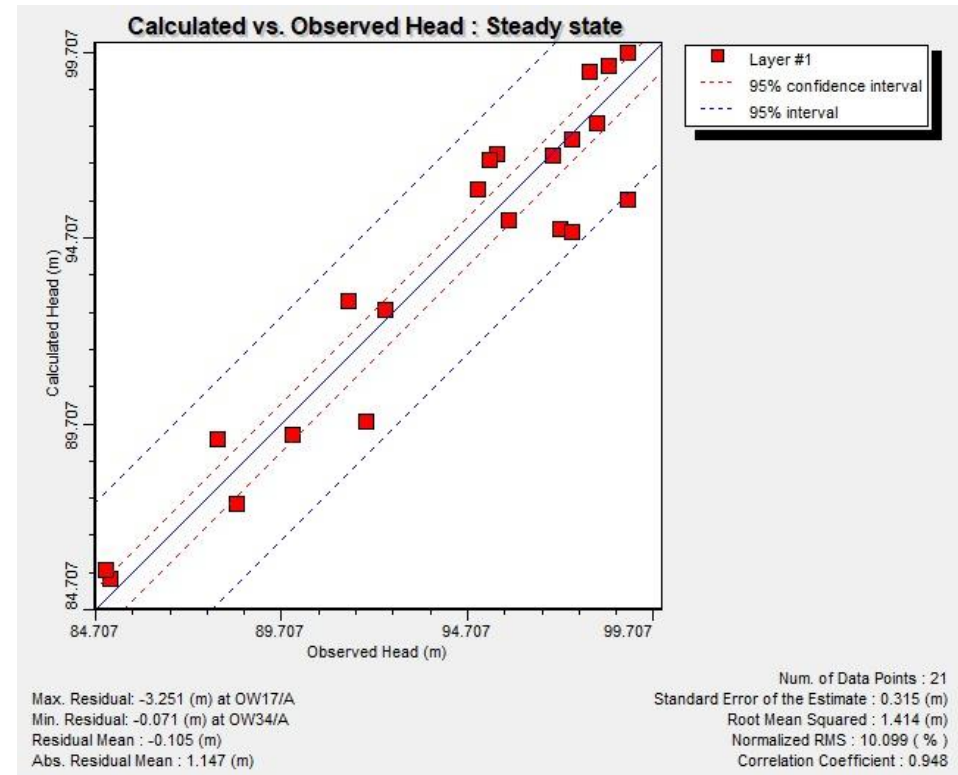
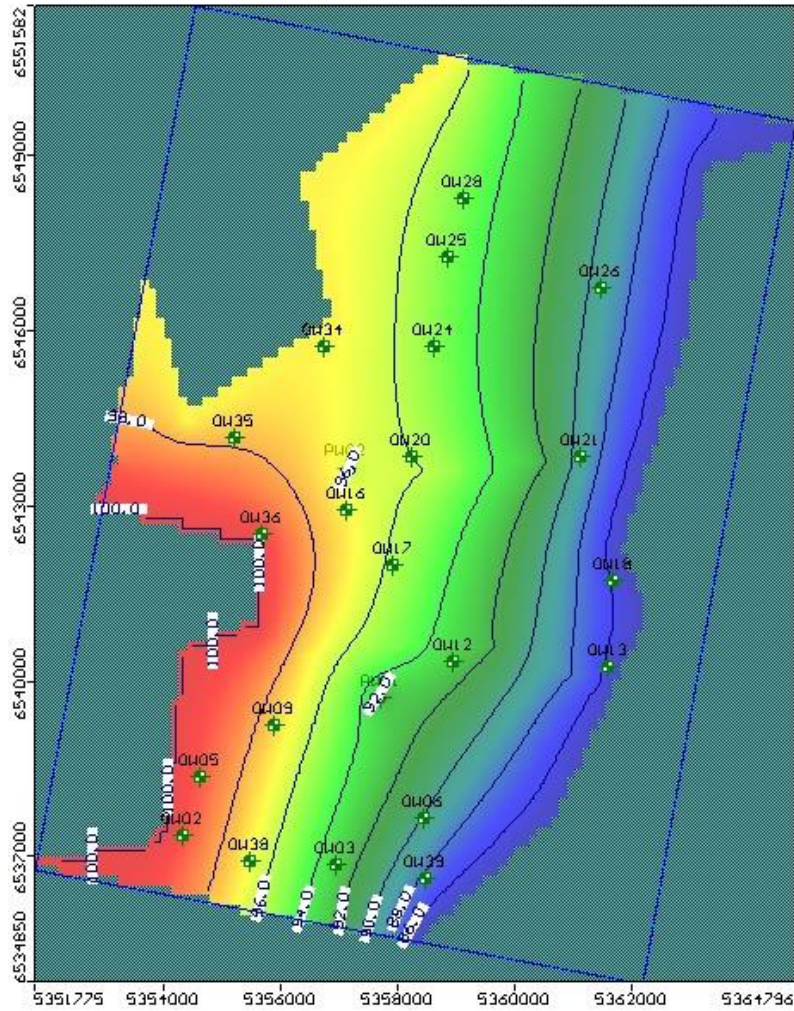
K = 4,48 m/día – Recarga = 55,8 mm



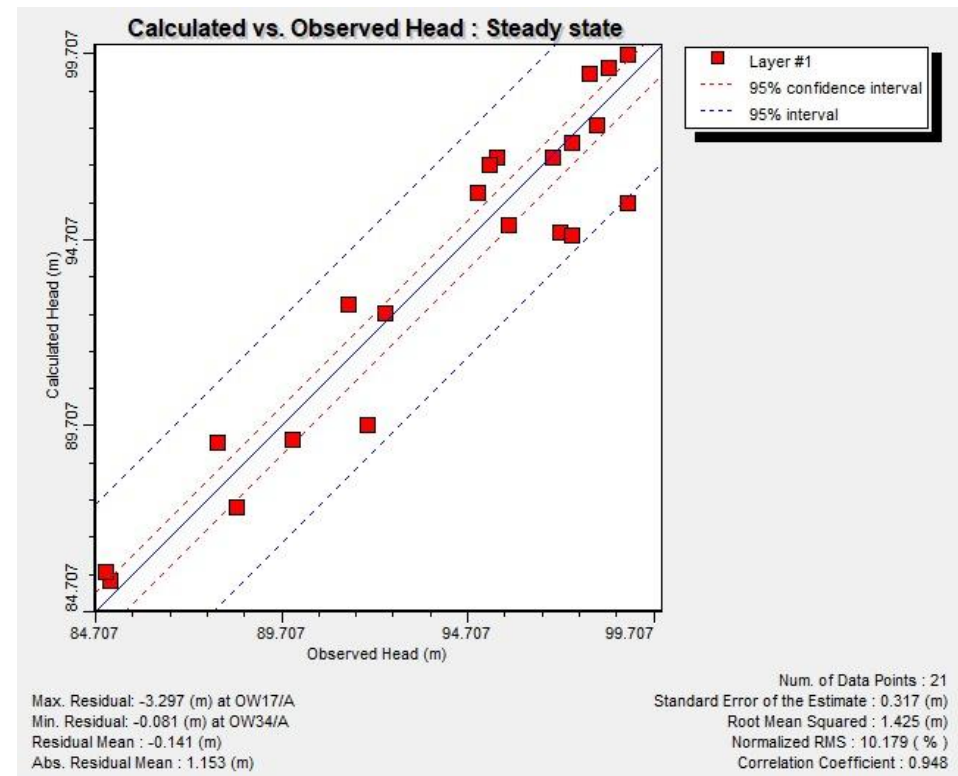
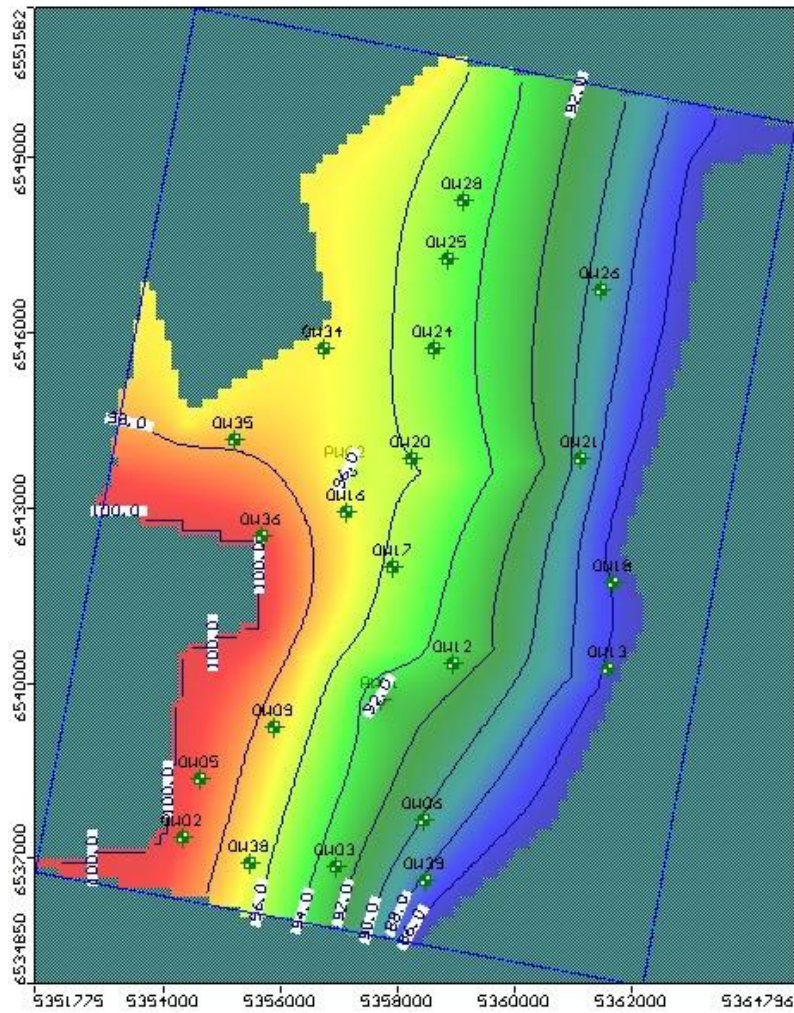
$K = 4,48 \text{ m/día} - \text{Recarga} = 52,8 \text{ mm}$



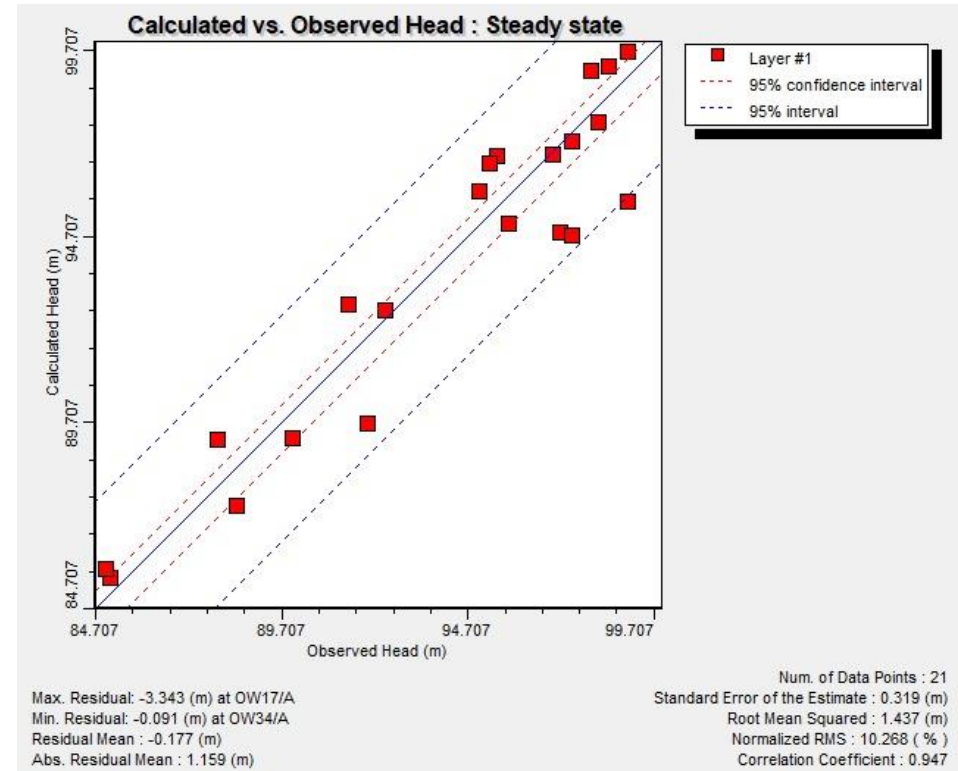
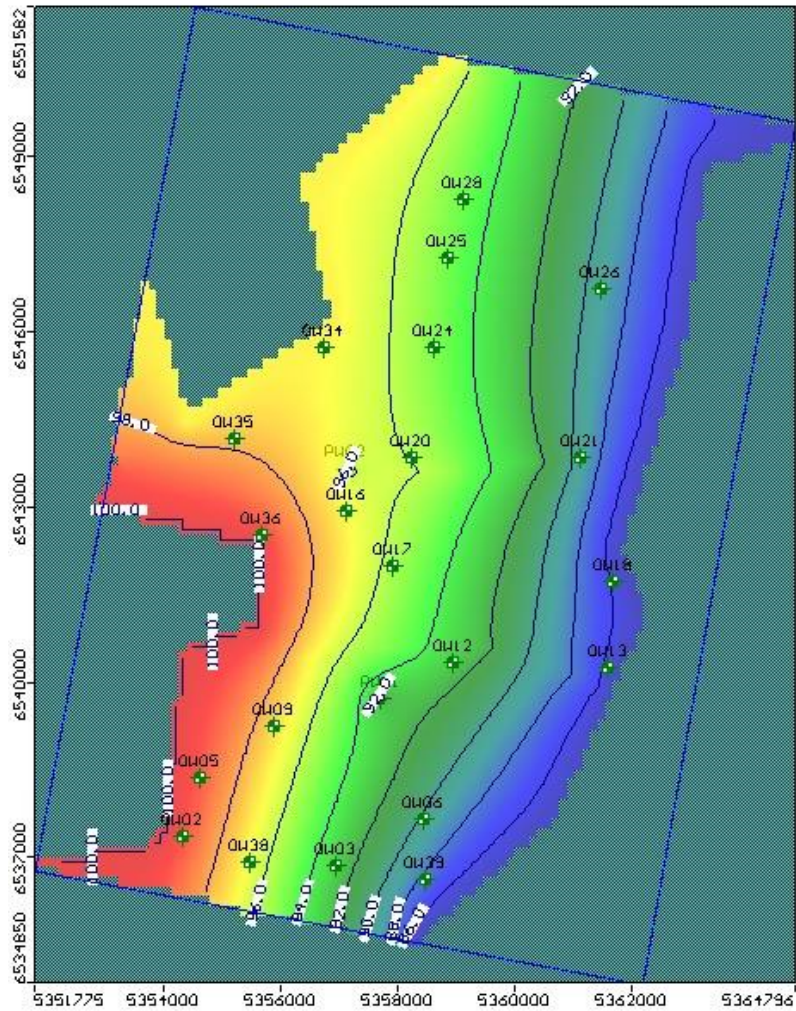
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 49,8 mm



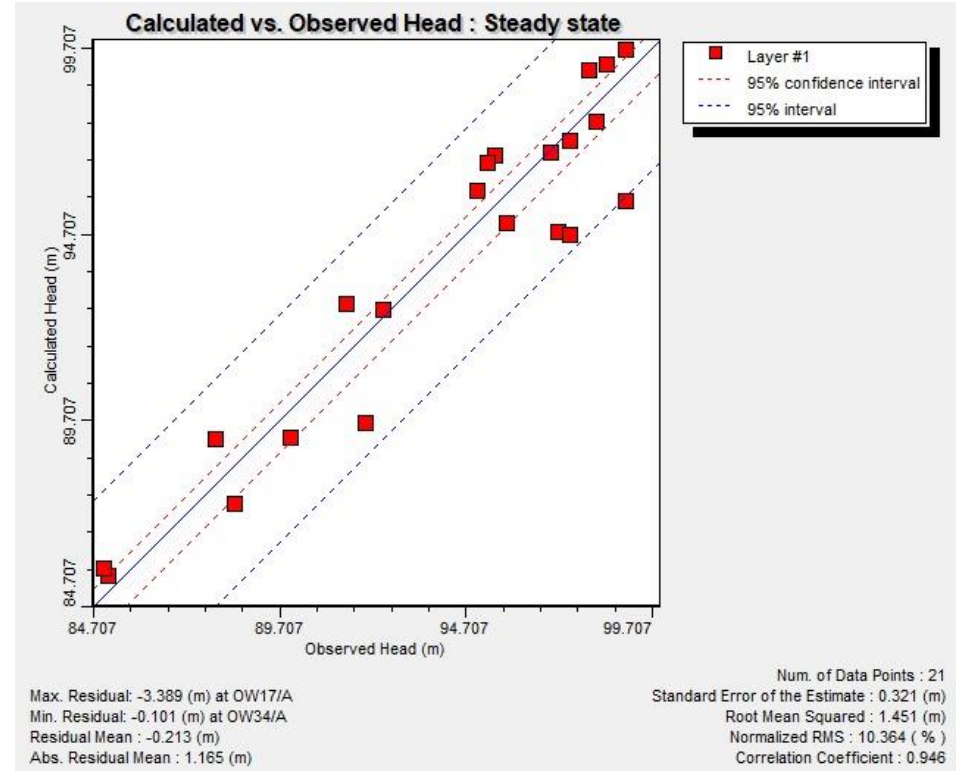
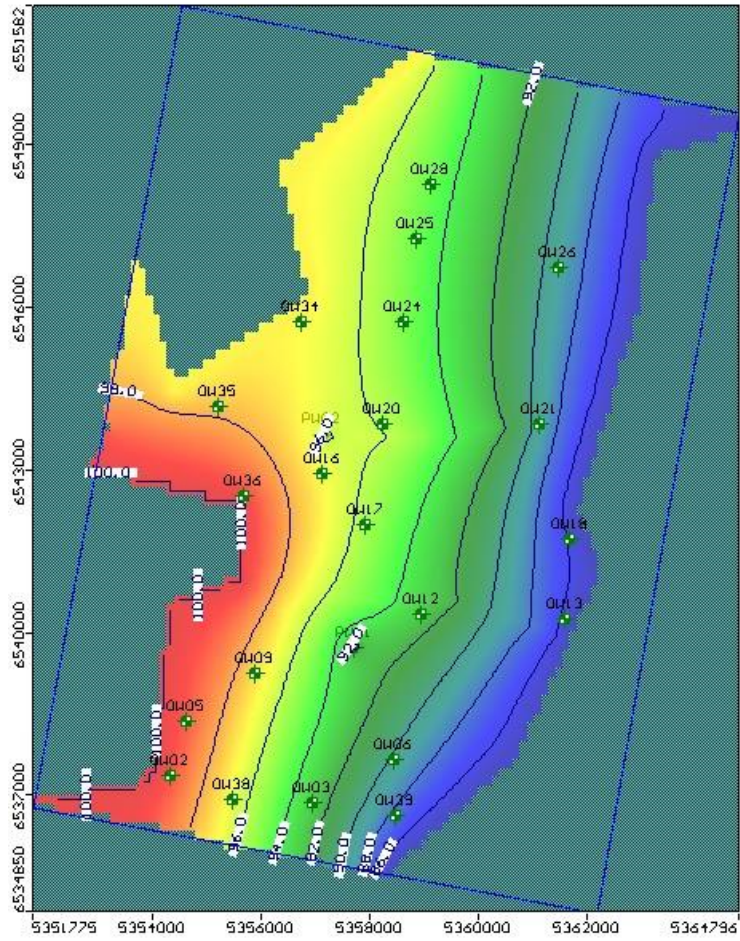
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 46,8 mm



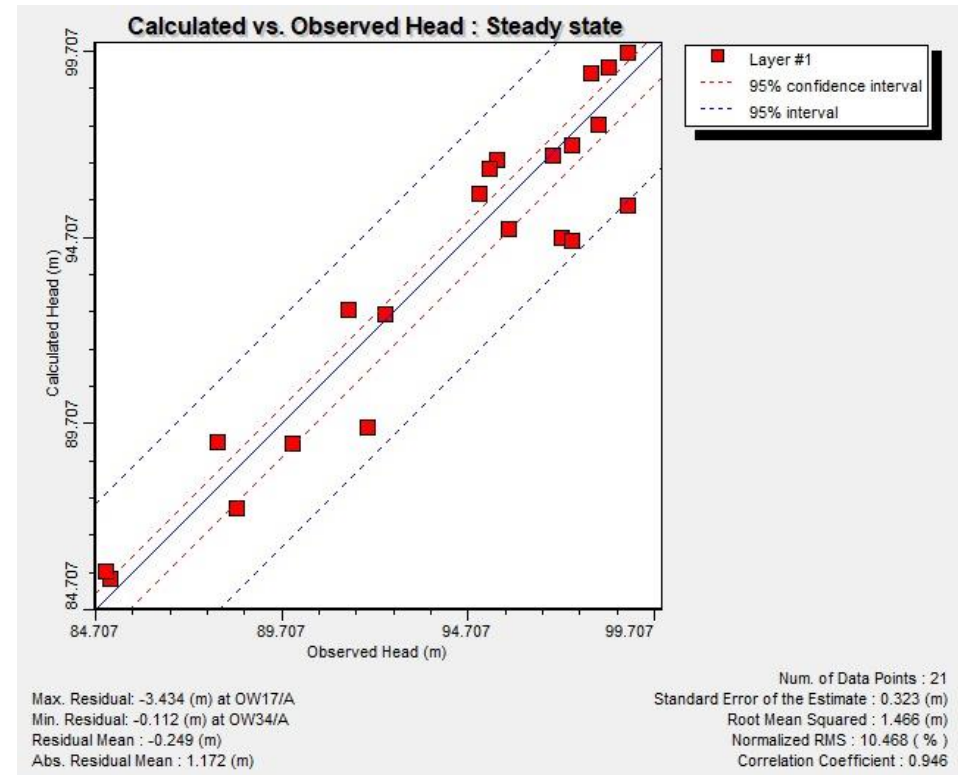
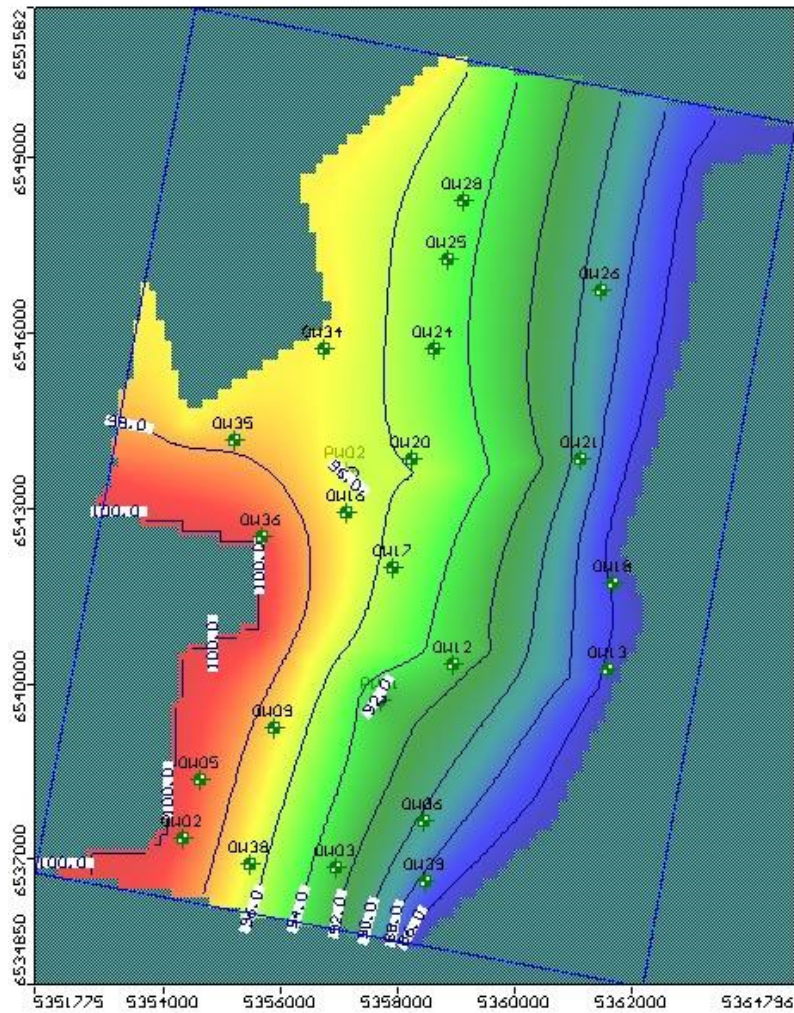
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 43,8 mm



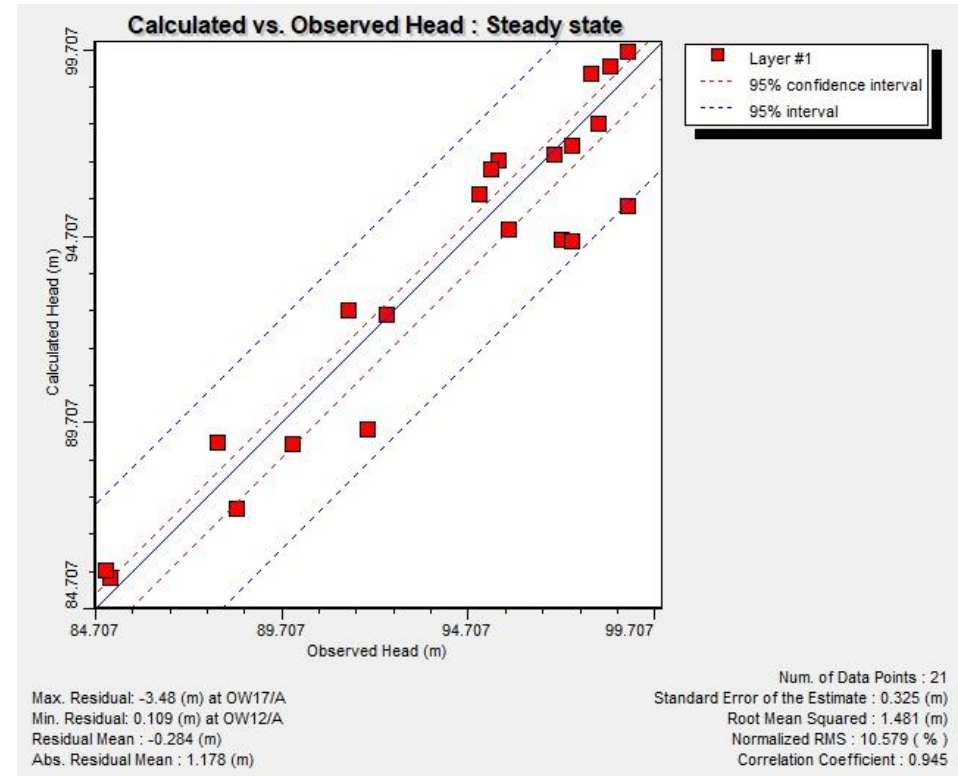
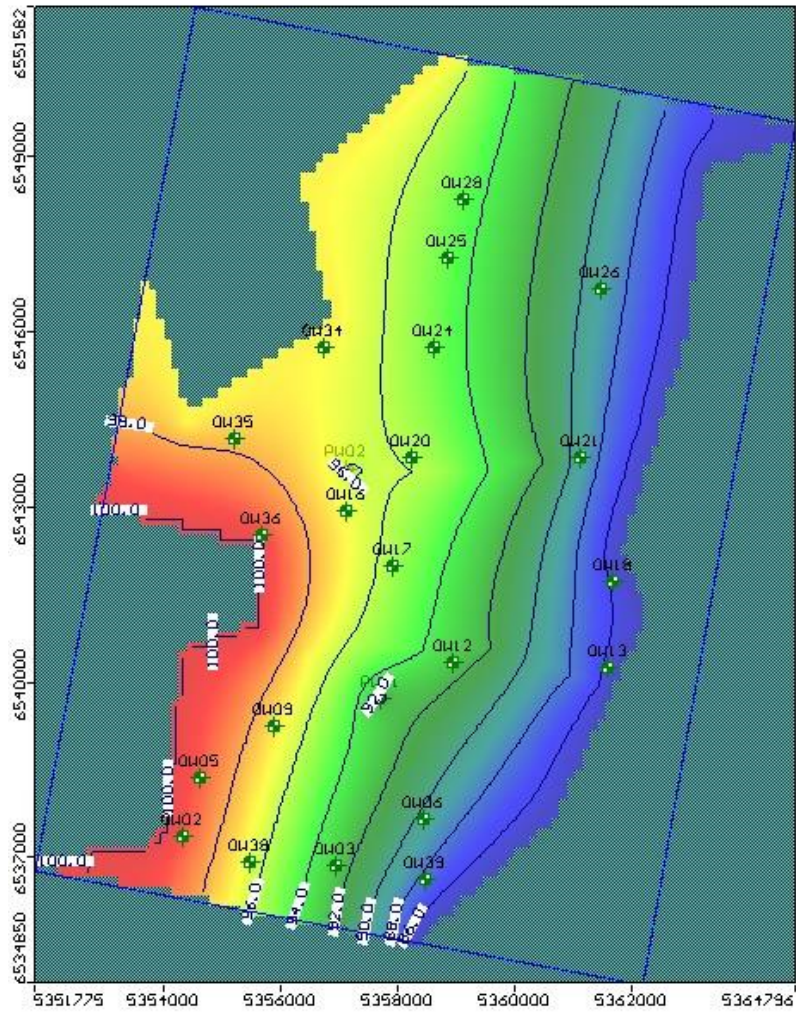
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 40,8 mm



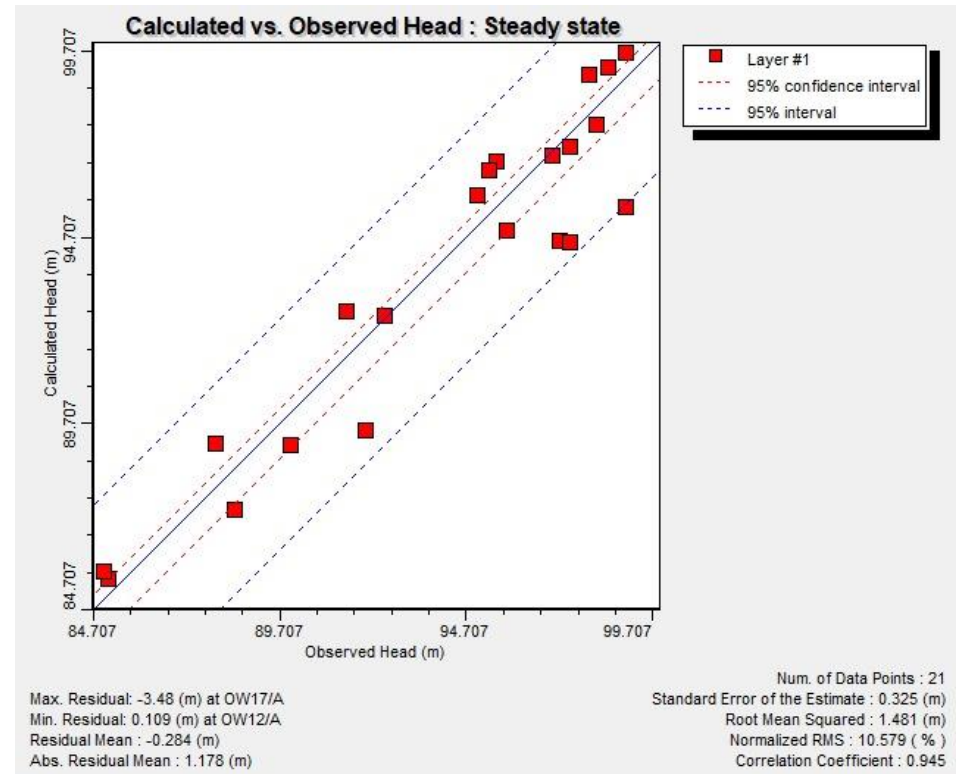
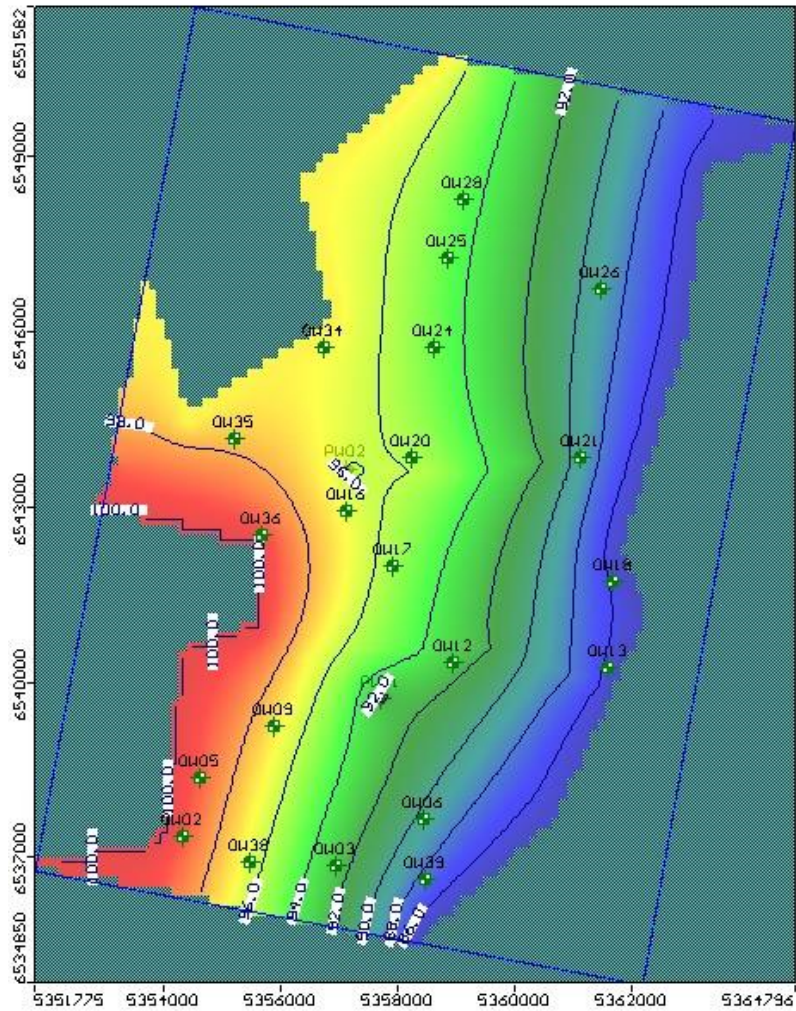
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 37,8 mm



K = 4,48 m/día – Recarga = 34,8 mm



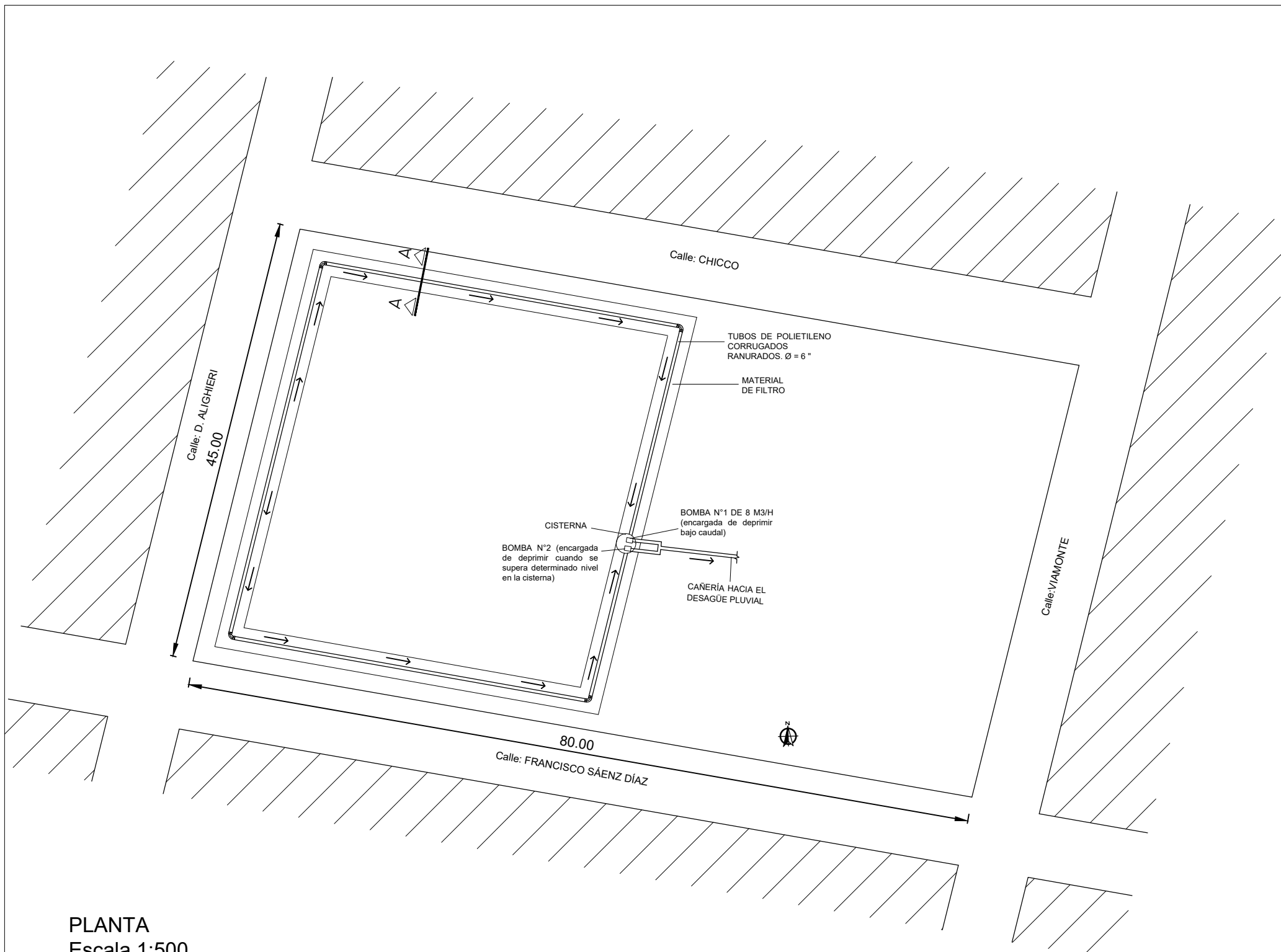
$K = 4,48 \text{ m/día}$ – Recarga = 31,8 mm



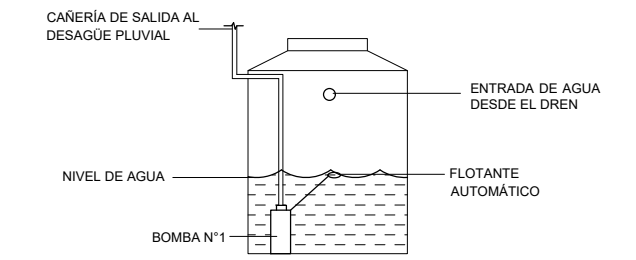
ANEXO V

Plano representativo del funcionamiento de drenaje en la Plaza

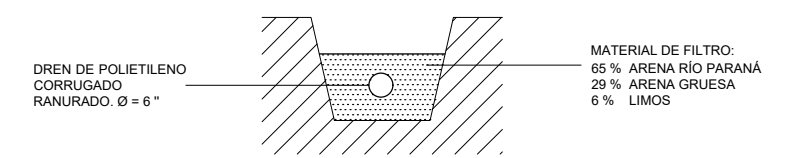
Honda




PLANTA
Escala 1:500



REPRESENTACIÓN
ESQUEMÁTICA DE CISTERNA
S/Escala



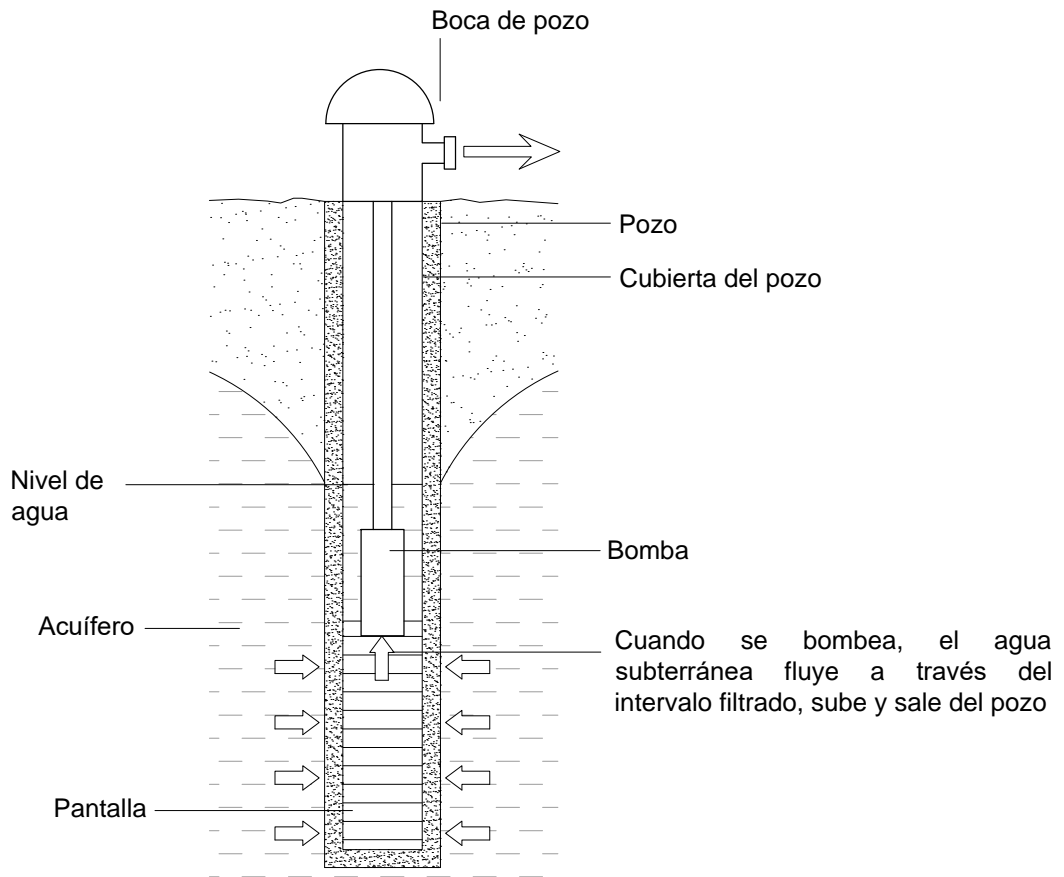
CORTE A-A
S/Escala

PLANO 001	FUNCIONAMIENTO SISTEMA DE DRENAJE - PLAZA HONDA		
	 UTN RAFAELA UNIVERSIDAD TECNOLÓGICA NACIONAL FACULTAD REGIONAL RAFAELA	Proyecto final: Márquez Milagros, Tascón Lara	ANEXO V

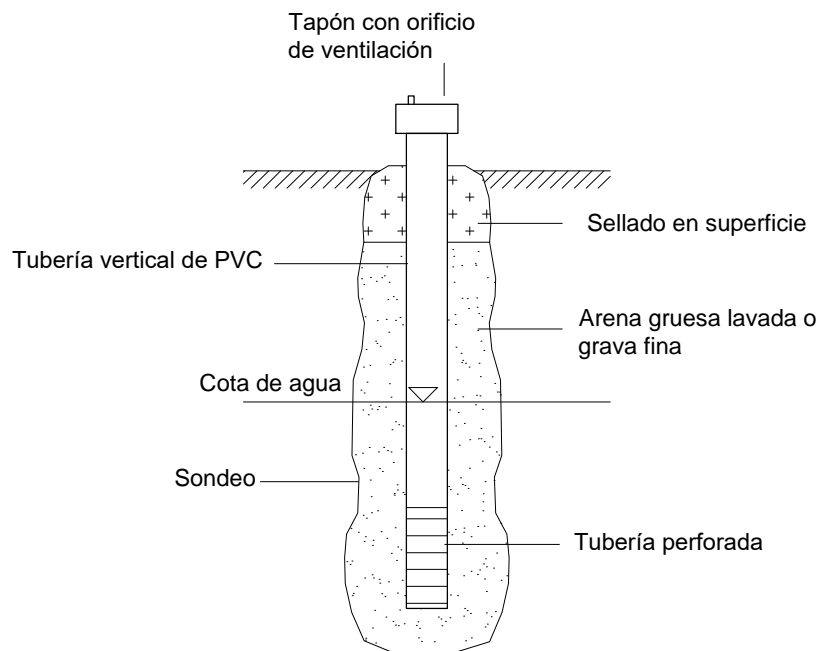
ANEXO VI

Detalle general de un pozo de bombeo y un pozo de observación

DETALLE GENERAL DE UN POZO DE BOMBEO



DETALLE GENERAL DE UN POZO DE OBSERVACIÓN

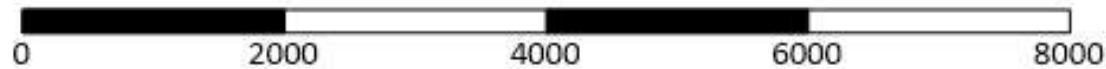
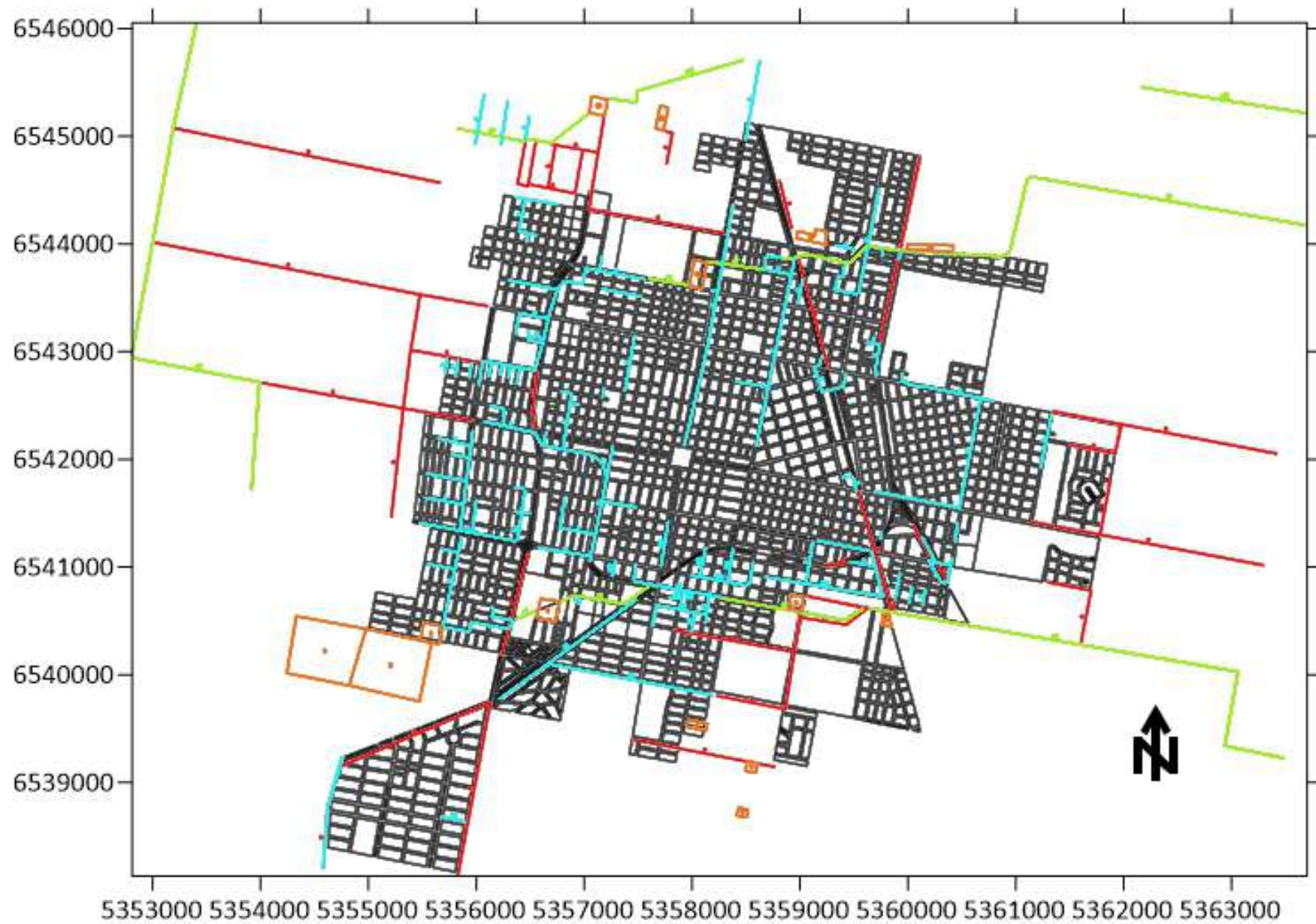


PROYECTO FINAL	DIRECTOR	CODIRECTORA	ANEXO	AÑO
Tascón Lara y Márquez Milagros	Dr. Ing. Juan Nittmann	Dra. Ing. Viviana Zucarelli	DETALLE GENERAL DE UN POZO DE BOMBEO Y DE UN POZO DE OBSERVACIÓN	2021
Universidad Tecnológica Nacional - Facultad Regional Rafaela				

ANEXO VII

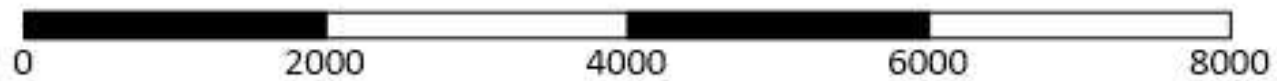
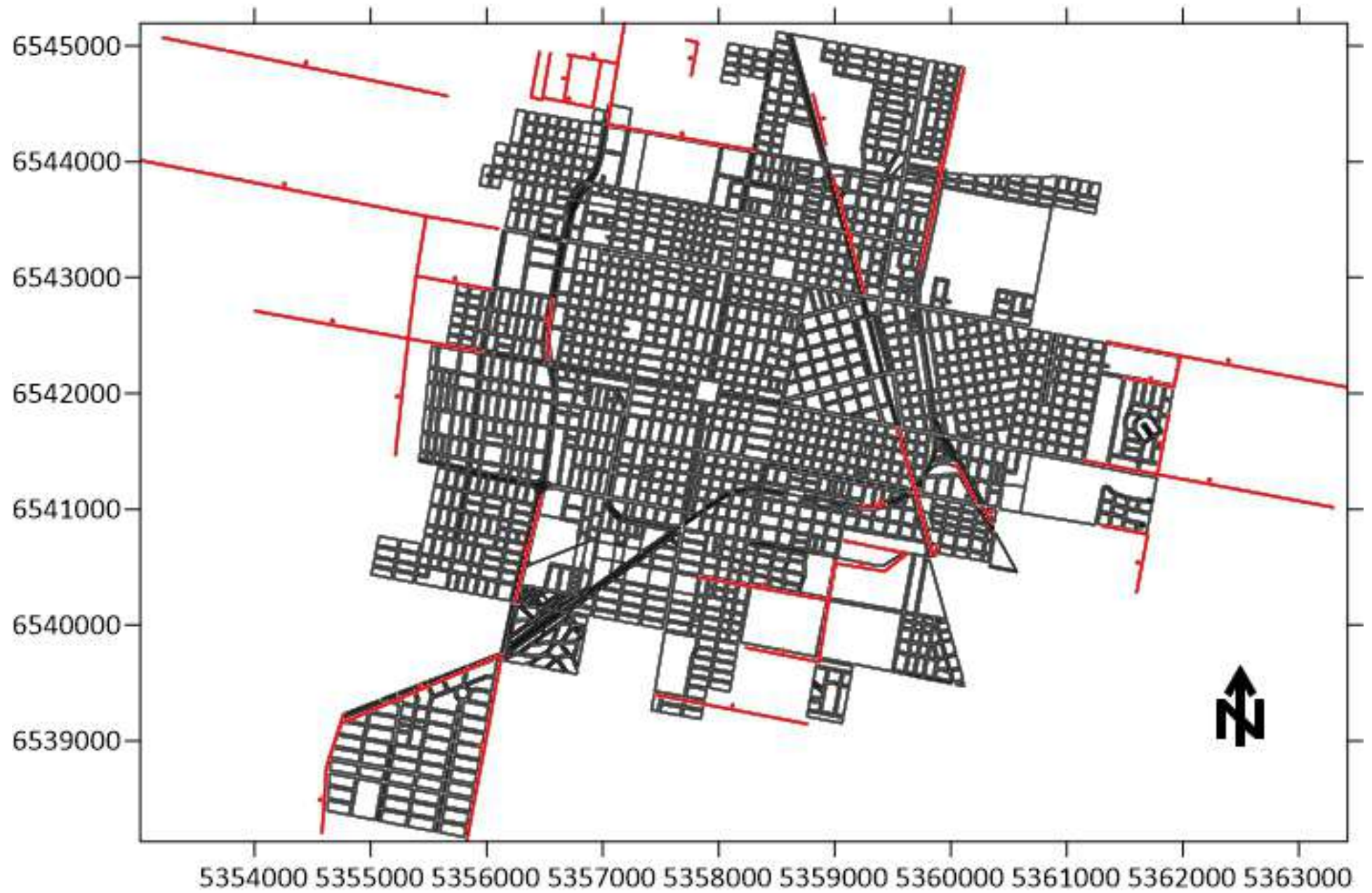
Hidrología urbana en la ciudad de Rafaela

HIDROLOGÍA URBANA DE LA CIUDAD DE RAFAELA

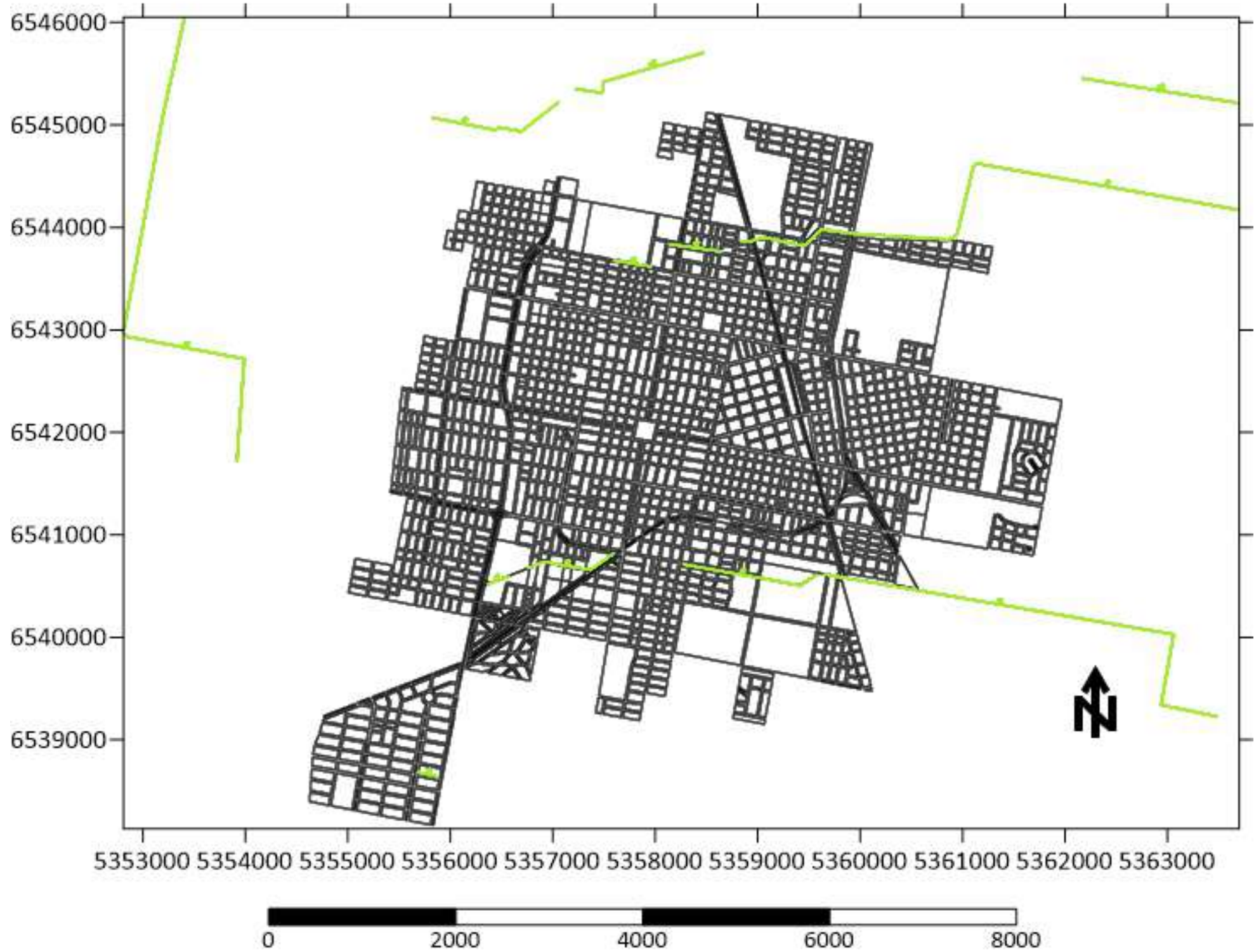


- CANALES PRINCIPALES
- ENTUBADOS
- CANALES A CIELO ABIERTO
- RESERVORIOS

CANALES A CIELO ABIERTO



CANALES PRINCIPALES



ENTUBADOS

